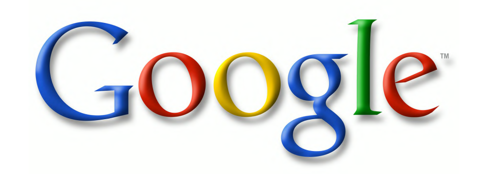
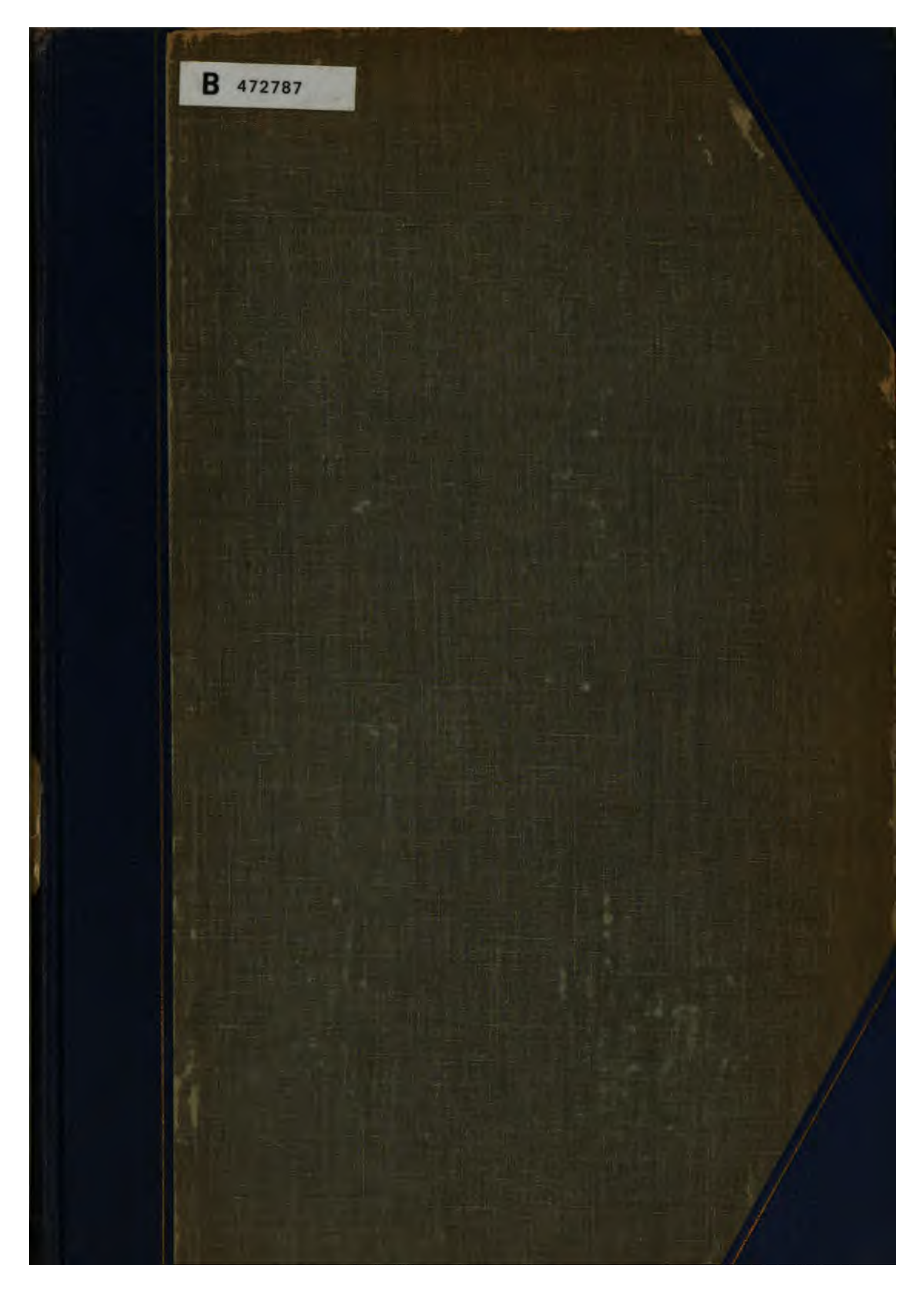
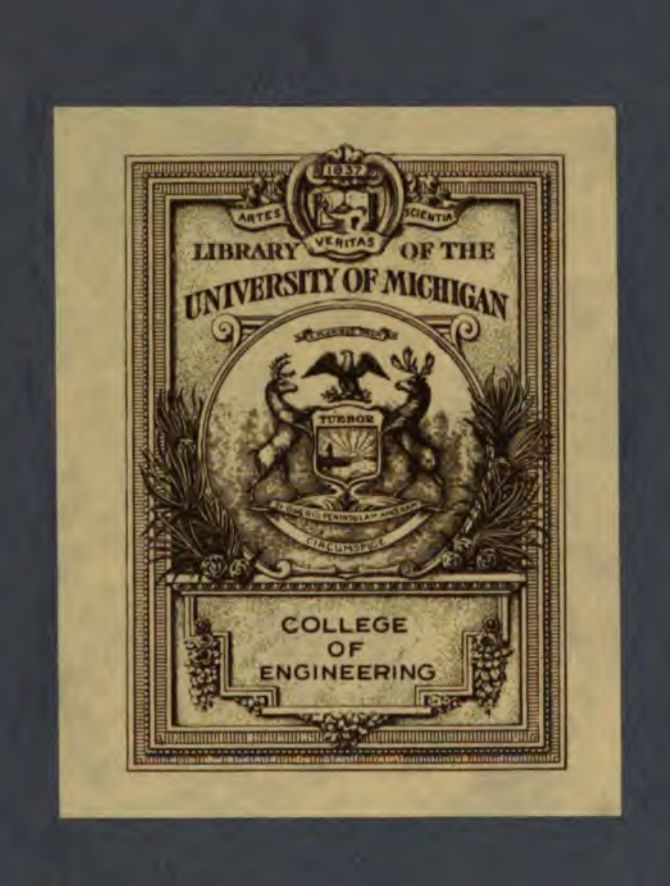
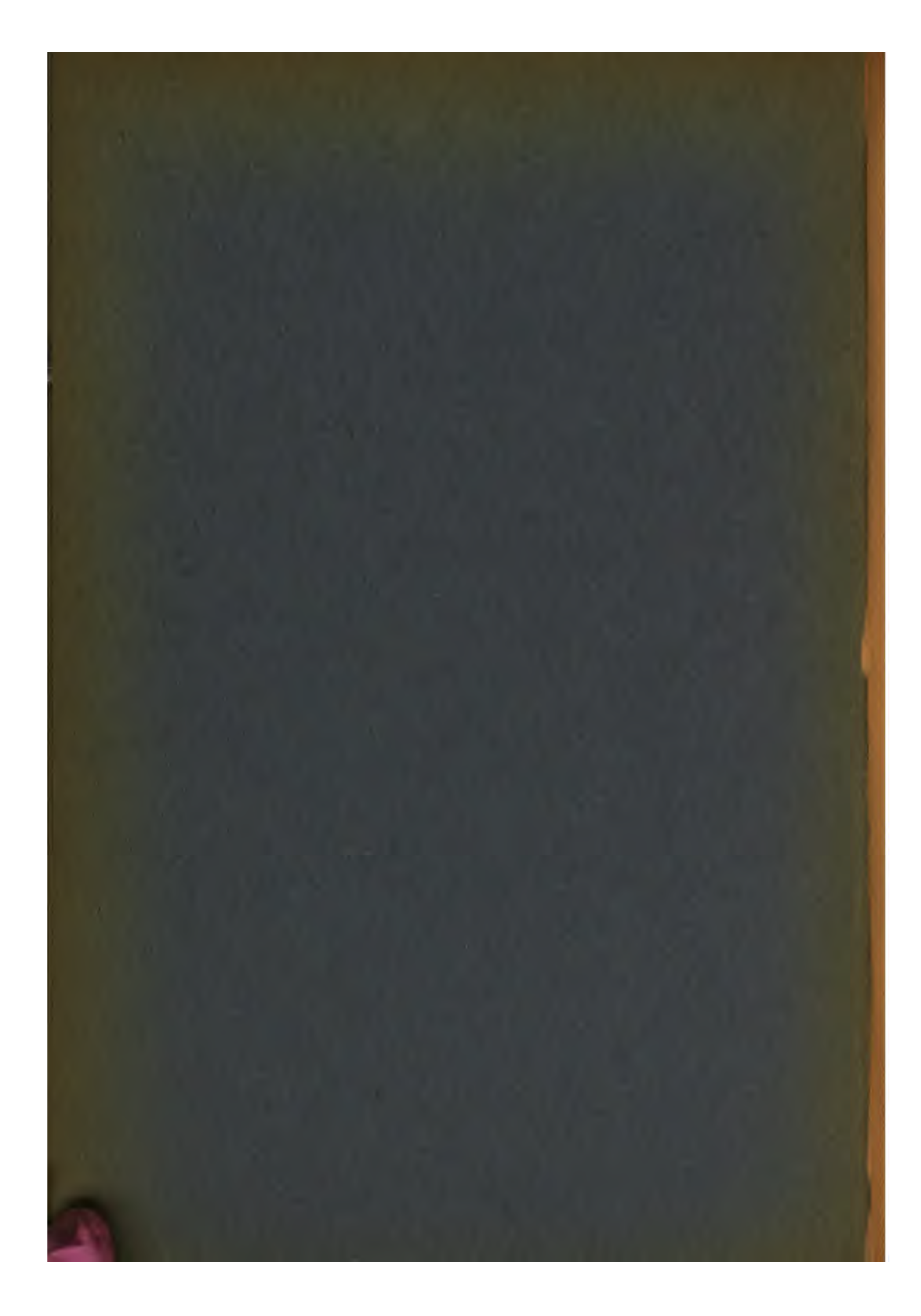










# HANDBUCH FÜR EISENBETONBAU

ZWEITE AUFLAGE

# HANDBUCH
FÜR
# EISENBETONBAU

**ZWEITE NEUBEARBEITETE AUFLAGE**

IN ZWÖLF BÄNDEN
UND ZWEI ERGÄNZUNGSBÄNDEN

HERAUSGEGEBEN VON

**DR. INGENIEUR F. EMPERGER**
OBERBAURAT, REGIERUNGSRAT IM PATENTAMT IN WIEN

**ACHTER BAND**
## FEUERSICHERHEIT :: BAUUNFÄLLE



BERLIN 1921
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

# FEUERSICHERHEIT BAUUNFÄLLE

ACHTER BAND DES HANDBUCHES FÜR EISENBETONBAU

ZWEITE AUFLAGE

BEARBEITET VON

H. HENNE :: F. EMPERGER

MIT 277 TEXTABBILDUNGEN



BERLIN 1921
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

# KURZE INHALTSÜBERSICHT
der **zweiten** Auflage des
# HANDBUCHES FÜR EISENBETONBAU.

**Erster Band: Entwicklungsgeschichte und Theorie des Eisenbetons.** (*Vergriffen, siehe 3. Auflage.*)

**Zweiter Band: Der Baustoff und seine Bearbeitung.** (*Vergriffen, siehe 3. Auflage.*)

**Dritter Band: Grund- und Mauerwerksbau.** (*Vergriffen, siehe 3. Auflage.*)

**Vierter Band: Wasserbau.** (*Vergriffen, siehe 3. Auflage.*)

**Fünfter Band: Flüssigkeitsbehälter, Röhren, Kanäle.** (*Vergriffen, siehe 3. Auflage.*)

**Sechster Band: Brückenbau.** (*Vergriffen, siehe 3. Auflage.*)

**Siebenter Band: Eisenbahnbau, Tunnelbau, Stadt- und Untergrundbahnen, Bergbau.** (*Vergriffen, siehe 3. Auflage.*)

**Achter Band: Feuersicherheit. Bauunfälle. Bestimmungen.**

Liefg. 1. **I. Kapitel. Feuersicherheit.** Bearbeitet von Ingenieur H. Henne, Professor an der Technischen Hochschule in Aachen. (*Erschien im Jahre 1913.*)

Liefg. 2. **II. Kapitel. Bauunfälle.** Bearbeitet von Dr. Ing. F. Emperger, Oberbaurat, Regierungsrat im Patentamt in Wien.

**Neunter Band: Hochbau. I.** (*Vergriffen, siehe 3. Auflage.*)

**Zehnter Band: Hochbau. II.** (*Erschien im Jahre 1920.*)

**Dachbauten.** Bearbeitet von O. Domke, Professor an der Technischen Hochschule in Aachen, und Dr.-Ing. K. W. Mautner, Direktor der Wayss u. Freytag A.-G., Düsseldorf, und Privatdozent an der Technischen Hochschule in Aachen.

**Elfter Band: Gebäude für besondere Zwecke. I.** (*Erschien im Jahre 1915.*)

**I. Kapitel. Markthallen, Schlacht- u. Viehhöfe.** Bearbeitet von Dipl.-Ing. Dr. V. Lewe, Leiter der für die Ostprovinzen eingerichteten städtischen Prüfungsstelle konstruktiv bedeutender Bauten in Bromberg.

**II. Kapitel. Saal- und Versammlungsbauten.** Bearbeitet von Dipl.-Ing. R. Thumb in München.

**III. Kapitel. Hohe Schornsteine.** Neu bearbeitet von Geniehauptmann F. Moehl, Lehrer an der Königl. Dänischen Kriegsschule in Kopenhagen, und Ingenieur F. Waldau in Hannover.

**IV. Kapitel. Fabrikgebäude und Lagerhäuser.** Bearbeitet von F. Boerner, Ingenieur in Düsseldorf.

**V. Kapitel. Geschäftshäuser.** Bearbeitet von O. Neubauer, Regierungsbaumeister in Berlin.

**Zwölfter Band: Gebäude für besondere Zwecke. II.** (*Erschien im Jahre 1913.*)

**I. Kapitel. Silos.** Bearbeitet von S. Sor, Mitinhaber der Firma Wladimir de Hertza und Inginer S. Soru in Bukarest.

**II. Kapitel. Landwirtschaftliche Bauten.** Bearbeitet von Dr. Ing. L. Hess, k. k. Professor in Brünn.

Jeder Band besitzt ein **Sachverzeichnis**, das von Stadtbaurat a. D. E. Brugsch, Professor an der Technischen Hochschule in Hannover, bearbeitet ist.

Zur ersten und zweiten Auflage:

**Erster Ergänzungsband:** (*Erschien im Jahre 1911.*)

**Die künstlerische Gestaltung der Eisenbetonbauten.** Bearbeitet von E. von Mecenseffy, Professor an der Technischen Hochschule in München.

**Zweiter Ergänzungsband:** (*Erschien im Jahre 1917.*)

**Neuere Hohlkörperdecken.** Bearbeitet von K. Böhm-Gera, Oberingenieur der Firma Walter Rüde in Leipzig.

Mit Sachverzeichnis, bearbeitet von A. Laskus, Geheimer Regierungsrat im Kaiserl. Patentamt in Berlin.

# VORWORT ZUR ZWEITEN AUFLAGE DES ACHTEN BANDES.

Die richtige Würdigung des Schutzes, der durch eine „feuersichere" Ausführung von Bauten praktisch erreicht werden kann, ist eine Sache von großer Bedeutung, die bisher nicht genug Berücksichtigung gefunden hat. Der Eisenbetonbau, von dem mit Recht behauptet werden darf, daß durch ihn der höchste Grad praktisch möglicher Feuersicherheit erreicht werden kann, wird auf der einen Seite von den Eisenbetontechnikern häufig als ganz unfehlbar und selbstverständlich „vollkommen feuersicher" hingestellt, indem das, was von der einzelnen Konstruktion gilt, auf das ganze Bauwerk schlechthin in seiner praktischen Verwendung für den Gebrauch ausgedehnt wird. Auf der anderen Seite entsteht hierdurch beim bauenden Publikum und bei den Versicherungsgesellschaften leicht eine übertriebene Erwartung in Beziehung auf die Unmöglichkeit großer Schäden sowohl an den Bauten selbst, als auch in Beziehung auf die Entstehung von Großfeuern in solchen Bauten. Bei den unausbleiblichen Brandschäden entsteht dann leicht eine Enttäuschung, die dazu führt, das erträumte Bessere zum Feinde des praktisch vorhandenen Guten werden zu lassen. Dieses praktisch Gute, ja, im richtigen Sinne verstanden, vielleicht Unübertreffliche in das richtige Licht zu stellen, dabei die Erbauer von Eisenbetonbauten darauf hinzuweisen, daß es bei der Brandgefahr noch auf andere Dinge ankommt als auf die Erhaltung der Tragkonstruktion eines Bauwerks im ganzen, schien die wesentliche Aufgabe einer zeitgemäßen Neubearbeitung des Abschnitts Feuersicherheit ebenso zu sein, wie die Belehrung der Bauherren und der Feuerversicherer darüber, welches reiche Maß von Ansprüchen sie ruhig an die Feuersicherheit eines Eisenbetonbaues stellen können, ohne Enttäuschungen zu erleben, und darüber, wie außerordentlich vorteilhaft trotz der in der Unvollkommenheit alles Menschlichen liegenden, auch bei sogenannten feuersicheren Bauten zuweilen vorkommenden Schäden doch die Eisenbetonbauweise gegenüber den alten, nicht feuersicheren Bauweisen ist, wenn man neben der Widerstandskraft der Einzelkonstruktion auch die sonstigen Regeln der Feuersicherheit bei Entwurf und Ausführung des Gebäudes zur Geltung kommen läßt.

Dies hat den Herausgeber veranlaßt, von dem ausgetretenen Pfade bei der Behandlung solcher Fragen abzuweichen und die Neuauflage von einem hervorragenden Fachmann der Feuerversicherung bearbeiten zu lassen, zumal dieser Standpunkt für

den Benutzer eines Bauwerks im Hinblick auf die geschäftliche Seite der Feuerversicherung von großer Wichtigkeit ist.

Ähnlich wie in dem ersten Kapitel die Feuerschadenverhütung den Leitzweck der Darlegungen bildet, so sucht das folgende Kapitel über Bauunfälle seine Aufgabe in der Unfallschadenverhütung. Die Neubearbeitung ist daher, abgesehen von der notwendigen Ergänzung in Beispiel und Bild, bestrebt gewesen, hauptsächlich jene Fragen eingehend zu erörtern, deren Bedeutung über die eines örtlichen Fehlers eines Bauteils hinaus als die einer gefährlichen Schwäche des ganzen Bauwerks zu gelten hat, und zwar deshalb, weil diese Schwäche einen Zustand schafft, bei dem schon eine geringe Abweichung für den Bestand des Bauwerks gefährlich werden kann.

Ebenso wie ein Mensch von gesunder körperlicher Verfassung so manchen Puff verträgt, dem ein Schwächling nicht gewachsen ist, und ebenso wie ein kräftiger Organismus eine große Verfehlung ungestraft überdauert, so wird auch ein mit Sorgfalt hergestellter Eisenbetonbau eine innere Güte besitzen, die den unvermeidlichen Fehlgriffen im Baubetriebe gewachsen ist, wie wir dies insbesondere bei den ältesten Bauausführungen beobachten können, die mit einer ängstlichen Bedachtnahme auf alle schädlichen Einflüsse hergestellt worden sind. Diese Ausführungen zeigen trotz so mancher Fehler, die wir auf Grund unserer gereiften Erkenntnis jetzt als solche genau beurteilen können, einen sicheren Bestand. Unsere bessere Erkenntnis hat dazu geführt, die wichtigste Voraussetzung für die Güte des Eisenbetons, d. i. eine einwandfreie Herstellung des Betons und eine sorgfältige Berücksichtigung aller schädlichen Begleiterscheinungen, auf die leichte Achsel zu nehmen, was zur Folge hat, daß in einem Betonbauwerk oft ein Zustand einer allgemeinen Schwäche geschaffen wird, bei dem es nur eines geringen Anlasses bedarf, um ein Unheil auszulösen.

Besonders gefährlich sind in unseren Erfahrungen und Vorschriften die Lücken, die selbst den erfahrenen Unternehmer glauben lassen, daß seine Arbeiten einwandfrei und gut seien, während er sich plötzlich vor einen Unfall gestellt sieht, der seine geschäftliche Existenz bedroht. Aus diesem Grunde ist ein eingehendes Studium dieses Kapitels für jeden Unternehmer und für jeden Bauaufsichtsbeamten dringend zu empfehlen.

Manche in der ersten Auflage enthaltenen Darlegungen, z. B. die über das Verhältnis von Plattenhöhe und Spannweite, konnten diesmal entfallen, da sie inzwischen in den Vorschriften eine genügende Berücksichtigung gefunden haben. Es ist zu erwarten, daß die nächste Auflage weitere Einschränkungen durch abermalige Verbesserung unserer Vorschriften, insbesondere hinsichtlich der Temperatur des Mischguts und des Verhaltens des Betons bei kalter Witterung bringen wird.

Im Zusammenhang damit ist die Frage der Verstärkung und des Umbaues fehlerhafter oder zu schwacher Bauwerke aus Eisenbeton behandelt worden. Während wir hoffen dürfen, daß das Kapitel über Bauunfälle in den späteren Auflagen des Handbuchs eine wesentliche Kürzung erfahren kann, ist das Kapitel über die Wiederherstellung von Eisenbetonbauten heute noch in seinen Anfängen und eine weitere Ausbildung dieser Wissenschaft durch zweckmäßige Versuche sowie durch Heranziehung der bisher größtenteils geheim gehaltenen Ausführungen dieser Art zu erwarten. Die Unterstützung dieser Bestrebungen durch die praktisch tätige Fachwelt wäre dringend zu wünschen.

Mit dem Erscheinen des achten Bandes liegt die zweite Auflage des Handbuchs nunmehr vollständig vor. Die verspätete Fertigstellung dieses Bandes ist darauf zurückzuführen, daß er als drittes Kapitel eine Abhandlung über die amtlichen Bestimmungen

für den Eisenbetonbau bringen sollte. Da nun aber gerade jetzt nicht nur in Deutschland, sondern auch in der übrigen Welt Ausschüsse eifrig damit beschäftigt sind, mehr oder weniger wichtige, aber immerhin doch bedeutende Änderungen an den bestehenden Vorschriften im Laufe der nächsten ein bis zwei Jahre auszuarbeiten, konnte auf die Fertigstellung dieser Arbeiten nicht länger gewartet werden. Bei Besprechung der heutigen Vorschriften aber wäre zu befürchten gewesen, daß das Kapitel in mancher Hinsicht bereits veraltet wäre, wenn es die Druckerpresse verläßt. Hand in Hand mit dem Umstande, daß die zweite Auflage des Handbuchs bereits in einer ganzen Reihe von Bänden vergriffen und deren dritte Auflage bereits im Drucke befindlich ist, hat dies den Entschluß gezeitigt, von der Behandlung der Vorschriften in der zweiten Auflage ganz abzusehen und sie der dritten Auflage vorzubehalten.

Wien, im März 1921.

**Der Herausgeber.**

## Abkürzungen für Literaturangaben.

### A. Zeitschriften.

Arm. B. = Armierter Beton (Berlin)
B. u. E. = Beton u. Eisen (Berlin)
D. Bauhütte = Deutsche Bauhütte (Hannover)
D. Bztg. = Deutsche Bauzeitung (Berlin)
D. Bztg., Zementbeilage = Mitteilungen über Zement, Beton u. Eisenbeton (Beilage zur Deutschen Bauzeitung) (Berlin)
Forscherheft = Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons (Berlin)
Mitt. über Forschungsarbeiten = Mitteilungen über Forschungsarbeiten aus dem Gebiete des Ingenieurwesens (Berlin)
Ostdeutsche Bztg. = Ostdeutsche Bauzeitung (Breslau)
Schw. Bztg. = Schweizerische Bauzeitung (Zürich)
Stahl u. E. = Stahl und Eisen (Düsseldorf)
Südd. Bztg. = Süddeutsche Bauzeitung (München)
Ton.-Ztg. = Tonindustrie-Zeitung (Berlin)
Z. f. Arch. u. Ingw. = Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen (Hannover)
Z. f. Bauw. = Zeitschrift für Bauwesen (Berlin)
Z. d. öst. Ing. u. Arch. V. = Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins (Wien)
Z. d. V. d. I. = Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure (Berlin)
Z. d. V. d. Ing. u. Arch. V. = Zeitschrift des Verbandes deutscher Ingenieur- und Architekten-Vereine (Berlin)
Z. u. B. = Zement und Beton (Berlin)
Zentr. d. Bauv. = Zentralblatt der Bauverwaltung (Berlin).

### B. Aus der englischen und amerikanischen Literatur.

Cem. Age = Cement Age (New York)
Cem. Eng. News = Cement and Engineering News (Chicago)
Cem. Era = The Cement Era (Chicago)
Concr. Cem. Age = Concrete Cement Age
Concrete = Concrete (Detroit)
Concr. & Constr. Eng. = Concrete and Constructional Engineering (London)
Concr. Eng. = Concrete Engineering
Eng. Constr. = Engineering Construction
Eng. Mag. = The Engineering Magazine (New York)
Eng. News = Engineering News (New York)
Eng. Rec. = The Engineering Record
Proceed. Am. Soc. Civ. Eng. = Proceedings American Society of Civil Engineers
Transact. of Civ. Eng. = Transactions of the American Society of Civil Engineers (New York)

### C. Aus der französischen Literatur.

Annales = Annales des Ponts et Chaussées (Paris)
Ann. d. Belg. = Annales des travaux publics de Belgique
Nouv. Ann. = Nouvelles Annales de la Construction
Rev. d. trav. publ. = Revue des Matériaux de Construction et des Travaux Publics (Paris).

### D. Werke.

Handb. f. Eisenbetonbau, 1. Aufl., 2. Aufl., Bd. I usw. = Handbuch für Eisenbetonbau.
B.-K. = Beton-Kalender.
D. Aussch. f. Eisenbeton = Deutscher Ausschuß für Eisenbeton.

# Inhalts-Verzeichnis des VIII. Bandes, zweite Auflage.

## Feuersicherheit, Bauunfälle.

### I. Kapitel. Feuersicherheit.

Bearbeitet von Ingenieur H. Henne, Dozent an der Technischen Hochschule zu Aachen.



### II. Kapitel. Bauunfälle.

Bearbeitet von Oberbaurat Dr. Ing. F. Emperger, Regierungsrat im Patentamt in Wien.

# Berichtigungen.

Seite 48, Zeile 4 v. u. lies: „ersten“ anstatt „zweiten“.
„ 85, Zeile 15 v. u. lies: „Abb. 46“ anstatt „Abb. 45“.
„ 86, Zeile 7 v. o. lies: „Abb. 45“ anstatt „Abb. 46“.
„ 111, Zeile 4 v. o. lies: „ein Fall“ anstatt „Abb. 74“.
„ 111, Abb. 74 gehört zur Beschreibung auf Seite 152 und wäre durch die in B. u. E. 1914 Seite 319, linke Spalte befindliche Abbildung zu ersetzen.
„ 111, Zeile 7 v. u. soll richtig heißen: „die dort angezeigte Größe *a* längs des Gebäudeumfanges erhoben wurde“.
„ 112, Zeile 5 v. o. Zwischen „Weise“ und „Zwischenpfeiler“ ist einzuschalten „die punktierten“
„ 112, Zeile 10 u. 11 v. o. Der Satz: „Ein . . . . . . . . 77“ ist zu streichen.
„ 137, Zeile 16 v. o. lies: „Auflagern“ anstatt „Auslagern“.
„ 140, Zeile 1 v. o. lies: „reiche“ statt „reich“.
„ 141. Bei Abb. 123 ist zu ergänzen: „Roeselerdecke“,
„ „ 124 „ „ „ : „Ackermanndecke“.
„ 141, Zeile 12 v. u. Die Fußnote [3]) „B. u. E. 1915, S. 120“ ist hinter „14“ einzuschalten und in Zeile 13 v. u. zu streichen.
„ 153, Zeile 8 v. u. muß es heißen: „142 u. 143“ anstatt „144 u. 145“.
„ 157, Zeile 5 v. o. ist statt „dem“ zu setzen: „einem Bau von Ransome. Der letzte größere Unfall dieser Art betrifft das.“
„ 165, Zeile 6 v. u. lies: „soeben“ anstatt „eben“.
„ 166. Im Text zu Abb. 162 ist „. Abb. 148“ zu streichen.
„ 170, Zeile 8 v. u. fehlt die Angabe „in Dresden“.
„ 170, Fußnote [3]) lies: „IV/3“ anstatt „10/3“.
„ 171, Zeile 15 v. u. lies: „kg/cm²“ anstatt „kg cm²“.
„ 171, Zeile 4 v. o. Die Angabe „Abb. 160“ ist zu ersetzen durch: „Abb. 76 der 1. Aufl., Bd. IV/3“.
„ 188, Zeile 10 v. u. lies: „ausgeschalt“ statt „ausgeschaltet“.

# I. Kapitel. **Feuersicherheit.**

Bearbeitet von Ingenieur **H. Henne,** Dozent an der Königl. Technischen Hochschule zu Aachen.

## A. Die Bedeutung und die Begriffe der Feuersgefahr und Feuersicherheit im allgemeinen.

Die Aufgabe, bei Errichtung eines Gebäudes für ein möglichst hohes Maß von Feuersicherheit zu sorgen, kommt allerdings schließlich immer darauf hinaus, feuersichere Konstruktionen neu zu schaffen oder bekannte zweckmäßig anzuwenden, aber sie ist doch nicht befriedigend zu lösen ohne Kenntnis der maßgebenden hygienischen und wirtschaftlichen Momente.

Der konstruktive Teil der Aufgabe besteht darin, die Zerstörung des Gebäudes an sich sowohl im ganzen, als auch in einzelnen Teilen durch Feuer zu verhindern.

Der hygienische Teil umfaßt die Sicherung der Person, die Behütung derselben vor dem Ausbruch eines Feuers, die Rettung derselben bei entstandenem Feuer.

Der wirtschaftliche Teil ist sowohl privat-, wie volkswirtschaftlicher Natur, wird im allgemeinen am wenigsten gewürdigt und ist doch so sehr beachtlich. Es handelt sich dabei darum, die Vernichtung von Werten durch Feuer zu verhüten oder doch auf ein möglichst geringes Maß zu beschränken. Privatwirtschaftlich läßt sich der Nachteil, welcher dem einzelnen durch Vernichtung ihm gehöriger Werte erwächst, allerdings bis zu einem gewissen Grade ausgleichen, aber selbst wenn nicht nur der Schaden ersetzt wird, der an Sachen, die durch den Brand in Mitleidenschaft gezogen wurden, entsteht, sondern auch bei Bestehen einer sogenannten Betriebsunterbrechungs-Versicherung, die bei Stillstand einer gewerblichen Anlage infolge eines Brandes dennoch fortlaufenden Unkosten und der entgangene Gewinn vergütet werden, bleiben doch in der Regel Schädigungen allgemeiner Art oder auch Vermögensverluste übrig, die durch Versicherung nicht ausgeglichen werden können.

Ganz unvermeidlich ist die schädigende Wirkung eines Brandes in volkswirtschaftlicher Hinsicht, denn die Versicherung vermag den Verlust an sich nicht von der Gesamtheit des Volkes abzuwenden, sondern sie verteilt ihn nur auf viele Schultern, so daß er dem Einzelnen nicht allzufühlbar wird Sowohl in dieser Hinsicht, als auch in Beziehung auf die Privatwirtschaft des Einzelnen spielen die Kosten der Versicherung eine wichtige Rolle. Durch Hebung der Feuersicherheit vermindern sich dank der Verringerung der Schäden die Kosten der Versicherung. Es ist also die feuersichere Gestaltung eines Bauwerks in allen seinen Teilen und Einrichtungen eine Sache, die mit einer gewissen Rentabilität bei der Versicherungsnahme verknüpft ist, zumal nicht nur der Wert der Gebäude, sondern auch der darin befindlichen Sachen zu berücksichtigen ist. Ein Beispiel mag das erläutern:

Nach einem in Deutschland in sehr verbreiteter Anwendung befindlichen Feuerversicherungs-Tarif[1]) würden für die Versicherung einer Baumwollspinnerei gewisser, hier

[1]) Minimaltarif für die Textilindustrie der Vereinigung der in Deutschland arbeitenden Privat-Feuer-Versicherungs-Gesellschaften.

nicht näher zu erläuternder Betriebsart, bei einem Versicherungswert von 1 500 000 Mark für das Spinnereigebäude und seinen Inhalt folgende Prämiensätze und Prämienbeträge jährlich zu zahlen sein:

1. wenn die sogenannte Battage (Ballenbrecher, Öffner, Schlagmaschinen, Mischanlagen usw.) nicht feuersicher vom übrigen Betriebe abgetrennt ist, die Umfassungen und Scheidewände des Gebäudes zwar massiv, die Zwischendecken jedoch aus Holz konstruiert sind, und wenn ferner vier Stockwerke über der Erde, also einschließlich des Erdgeschosses, vorhanden sind . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . . 7,3 vT., d. h. 10 950 Mark jährlich;
2. wenn unter sonst gleichen Umständen wie vorher die Battage feuersicher gegen die übrigen Spinnereiräume abgetrennt ist 5,8 vT., d. h. 8700 Mark jährlich;
3. wenn die Battage feuersicher abgetrennt ist und das Gebäude feuersichere Decken besitzt . . . . . . . . . . . . . . . 4,5 vT., d. h. 6750 Mark jährlich;
4. wenn die gleichen baulichen Verhältnisse wie unter 3. vorliegen, aber außerdem eine selbsttätige Feuerlöschbrausen-Anlage vorhanden ist 4,5 vT. mit 60 vH. Löschrabatt, d h. 2700 Mark jährlich.

Es ist also bei angemessener baulicher Ausführung und Einrichtung der Spinnerei eine sehr erhebliche Ersparnis an Feuerversicherungsprämie möglich. In dem hier zu betrachtenden Falle sind es nicht weniger als 8250 Mark jährlich. Wenn auch nicht in allen Fällen gleichgroße Differenzen in bezug auf die Ausgaben für Feuerversicherung bei verschiedenen Bauweisen und Einrichtungen eines bestimmten Gebäudes eintreten, gibt das Beispiel doch immerhin zu bedenken, daß insbesondere bei Erbauung von industriellen Anlagen, Speichern, Geschäftshäusern u. dergl. der Feuerversicherer zugezogen werden sollte, um schon bei der Planung der Anlagen seine Ratschläge erteilen zu können, wie man feuersicher im Sinne der Feuerversicherung bauen könnte und somit neben der Sicherheit auch noch wesentliche Ersparnisse an Feuerversicherungsprämien erzielen kann.

Wieweit die Maßnahmen zur Herbeiführung von Feuersicherheit gehen sollen und gehen können, hängt ab von der Benutzungsweise einer baulichen Anlage, von den Betrieben, die sich darin befinden, und von gewissen Betriebskosten, die von Feuersicherheitsmaßnahmen unter Umständen sowohl günstig wie ungünstig beeinflußt werden können; den richtigen Ausgleich zu finden, ist eine wichtige Sonderaufgabe bei Anordnung der Sicherheitsmaßnahmen. In angemessenen Grenzen wird man natürlicherweise immer berücksichtigen müssen, daß die Sicherheit den Betrieb nicht unwirtschaftlich machen darf.

Eine richtige Erkenntnis der im einzelnen Falle obwaltenden Feuersgefahr ist Voraussetzung des Erfolges aller Sicherheitsmaßnahmen; sie ist bedingt durch die Erkenntnis der Komponenten des Begriffs Feuersgefahr, die in verschiedenen Fällen verschiedenes Gewicht haben und durch ihre Sonderwertung allein die unerläßlich individuelle Behandlung der Fälle ermöglichen.

Bei den hier anzustellenden Betrachtungen sind zu unterscheiden die Gefahr des Brandausbruchs, die Gefahr der Brandintensität, die Gefahr des Brandumfangs und die Gefahr der Schadenhöhe, die zusammen die Eigengefahr einer baulichen Anlage nach Maßgabe ihrer Benutzungsweise usw. ausmachen; zu ihnen tritt dann die von anderen baulichen Anlagen, einzelnen Gebäuden oder Gruppen von solchen ausgehende Gefährdung: die Nachbargefahr.

Die Gefahr des Brandausbruchs hängt in erster Linie von der Benutzungsweise

der einzelnen Räume eines Gebäudes ab, von den darin befindlichen Stoffen, den sich darin abspielenden gewerblichen Prozessen, Heizungs-, Beleuchtungs- u. dergl. Einrichtungen.

Die vielfältigen Ursachen der Brände können im Rahmen dieses Buches nicht näher erörtert werden; es muß in dieser Hinsicht auf die Literatur[1]) der Feuerversicherungstechnik und des Feuerschutzes verwiesen werden. Hier möge nur hervorgehoben werden, daß man von einem sehr erheblichen Prozentsatz aller Brände die eigentlichen Ursachen nicht kennt, zumal Nachlässigkeit und Fahrlässigkeit der Menschen eine viel erheblichere Rolle spielen als etwa die einzelnen gewerblichen Prozessen anhaftenden unvermeidlichen Gefahren. Daraus folgt, daß man mit Bränden überall da zu rechnen hat, wo überhaupt Brennbares vorhanden ist; je größer die Quantität brennbarer Stoffe, je feiner ihre Verteilung ist, in je loserem oder je lockererem Zustande sie sich befinden, je leichter ansteckbar oder entflammbar sie sind, desto höher ist die Gefahr des Brandausbruchs. Darum sind z. B. alle Mineralöle mit niedrigem Flammpunkt, d. h. unter 50° C., feuergefährlich, ebenso Zelluloid und ferner alle Pflanzenfasern in lockerem oder losem Zustande, wie Baumwolle, Jute, Flachs, Hanf usw., ferner Heu, Stroh, Holzwolle, Holzspäne, Holzabfälle, Papier u. dergl. An eine einigermaßen vollständige Liste ist hier natürlich nicht zu denken.

Der Konstrukteur des Gebäudes hat auf die Gefahr des Brandausbruchs nur einen beschränkten Einfluß, insoweit, als er die Möglichkeit der Inbrandsteckung des Bauwerks selbst ausschließen kann und bei Anordnung derjenigen baulichen Einrichtungen, von denen erfahrungsgemäß Gefahr ausgeht wie Feuerstätten, Kamine, Heizungs- und Beleuchtungseinrichtungen u. dergl., für angemessene Verwahrung des Feuers und für die Hintanhaltung eines Brandausbruchs zu sorgen vermag.

Die Gefahr der Brandintensität, unter der wir die Gefahr des Ausbruchs heftiger, schwer zu löschender und mit hohen Brandtemperaturen verbundener Brände verstehen, die sich dann auch gewöhnlich zeitlich sehr rasch weiterentwickeln, hängt ab von den Arten und Mengen der in einem Gebäude befindlichen brennbaren Stoffe. Der Konstrukteur des Gebäudes hat natürlich auf diese Umstände, absolut genommen, auch keinen Einfluß, denn sie sind ja gerade für die Notwendigkeit des Bauwerks an sich und seine Abmessungen maßgebend, wohl aber kann er bei Kenntnis der Verhältnisse einen günstigen Einfluß ausüben durch zweckmäßige Gliederung der Räume im Bau behufs Beschränkung der gleichzeitiger Vernichtung unterliegenden Quantitäten. Auf diese Seite der Sache wird nachstehend noch zurückzukommen sein bei der Gefahr der Brandausbreitung. Hier ist nur noch hervorzuheben, daß die Gefahr der Brandintensität ganz besonders von Einfluß ist auf die Anforderungen, welche an die einzelnen Teile eines Bauwerks hinsichtlich der Feuersicherheit in konstruktiver Beziehung zu stellen sind, denn je intensiver ein zu befürchtendes Feuer sein wird, desto schwieriger ist die Beschaffung einer vollständig feuersicheren Konstruktion.

Die Gefahr der Brandausbreitung bezieht sich auf die örtliche Ausdehnung, die ein Feuer annehmen kann unter ungünstigen Umständen; ihr kann besonders durch bauliche Maßnahmen in hohem Grade entgegengewirkt werden; es handelt sich um die zweckmäßige Gliederuug der Bauten in Abschnitte, die konstruktiv so voneinander geschieden sind, daß ein in einem Abschnitt entstandenes Feuer sich nicht über denselben hinaus verbreiten kann. Die Aufgabe absolut vollkommen zu lösen, ist nur selten möglich, wohl aber ist eine relative Vollkommenheit dann zu erzielen, wenn mit rasch einsetzender guter Löschhilfe zu rechnen ist.

---

[1]) Vergl. die Angaben am Schlusse des Kapitels „Feuersicherheit“

Von besonderen Gesichtspunkten, die für die Vermeidung der Gefahr der Brandausbreitung von Wert sind, sei hier genannt vor allen Dingen die Isolierung derjenigen Teile eines Betriebes, bei denen die Gefahr des Brandausbruchs groß ist oder die Entwicklung eines intensiven Feuers naheliegt, ferner die Tatsache, daß Treppenanlagen, Aufzugs-, Licht- und Ventilationsschächte, Transmissionsgänge, Seil- und Riemenschächte, Transportkanäle aller Art und Durchbrechungen der Zwischendecken überhaupt zur Verbreitung eines Brandes sehr wesentlich beitragen, und zwar umsomehr, je stärker dieselben zur Erzeugung von Zugluft beitragen. Es ergibt sich daraus, daß man die unmittelbare Verbindung der Räumlichkeiten eines Gebäudes durch dergleichen Einrichtungen tunlichst vermeiden und dieselben auf alle Fälle so einrichten soll, daß sie gegen die einzelnen Räumlichkeiten feuersicher abgeschlossen sind. Weiter ist hinzuweisen auf die Berücksichtigung der Wirkungen eines Zusammensturzes, denn die Gefahr ist natürlich nicht nur bedingt durch die Wirkung des Feuers an sich, sondern auch durch die mit ihm verknüpften Folgen.

Die Gefahr der Schadenhöhe besteht darin, daß hohe Werte auf einmal vernichtet werden können; sie ist abhängig von der Quantität und dem relativen Wert der der Zerstörung ausgesetzten Sachen, von der Empfindlichkeit derselben gegen die bei einem Brande sich geltend machenden Einflüsse, Flammen, Hitze, Rauch, Löschwasser, Zusammensturz usw. Die Maßnahmen, welche die Gefahr der Schadenhöhe dem Konstrukteur eines Gebäudes nahelegen, sind die gleichen, wie sie bei der Gefahr der Brandausbreitung schon erwähnt wurden; es ist dabei zu bedenken, daß es sehr häufig möglich ist, Sachen von besonderem Wert, auch wenn es sich um größere Quantitäten handelt, in bevorzugter Weise unterzubringen und besondere Maßnahmen zu ihrer Behütung zu treffen.

Die Nachbargefahr ist im Grunde ein Sonderfall der Gefahr der Brandausbreitung, nämlich der Gefahr des Übergangs eines Feuers oder der Geltendmachung seiner Wirkungen von einem Gebäude aus auf ein anderes. Die Höhe der Gefahr hängt natürlich ab von der Eigengefahr der in Betracht kommenden Gebäude und ihrer Lage zueinander. In der Regel prüft man die Frage der Gefährdung durch Nachbarschaft von dem Standpunkte, ob ein Gebäude vorhanden ist, dessen Eigengefahr diejenige anderer Gebäude übertrifft, und betrachtet das Gebäude mit höherer Eigengefahr als drohendes Gebäude, die anderen als bedroht. Es ist aber natürlicherweise nicht zu übersehen, daß auch eine Einwirkung von in obigem Sinne bedrohten Gebäuden auf ein drohendes stattfinden kann, insofern, als bei einem Brandausbruch in einem mindergefährlichen Gebäude der Brand übergreifen kann auf das an sich gefährlichere Gebäude, besonders wenn dieses seiner Bauweise oder seinem Inhalt nach leicht ansteckbar ist. Auf die Eigengefahr des drohenden Gebäudes hat der Erbauer nur insofern einen Einfluß, als er auch das drohende Gebäude selbst errichten oder verändern kann; dann aber sollte er, soweit es durch konstruktive Maßnahmen möglich ist, die nachbarliche Gefährdung schon durch die Verminderung der Eigengefahr des drohenden Gebäudes auf das kleinste erreichbare Maß herabmindern. Wenn der Konstrukteur auf die Eigengefahr, besonders auf die bauliche Beschaffenheit des drohenden Gebäudes einen Einfluß nicht ausüben kann, so vermag er immer noch die Gefährdung des bedrohten Gebäudes zu verhüten oder auf ein geringes Maß zu beschränken, wenigstens kann man dies von den meistens vorkommenden Fällen behaupten. Die Mittel hierzu bestehen erstens in der Anordnung ausreichender räumlicher Abstände der Gebäude, zweitens, wenn solche nicht gehalten werden können, in der baulichen Trennung durch Brandmauern, in der Anwendung feuersicherer Dächer, feuersicherer Fensterverschlüsse und Türen: schließlich

ist auch das bisher in Deutschland freilich selten gebrauchte modernste Schutzmittel gegen Nachbargefahr, die Anwendung von Wasserverteilern auf den Dächern und an den Außenwänden der Gebäude, zu erwähnen, die im Brandfalle in Tätigkeit gesetzt werden; das sind die sogenannten Drencheranlagen, eine amerikanische Feuerschutzeinrichtung, die in Verwandtschaft mit den später noch zu erwähnenden selbsttätigen Feuerlöschbrausen oder Sprinkleranlagen steht.

Was die besondere Bemessung der räumlichen Abstände und die Ausführung der Brandmauern und der Verschlüsse für Öffnungen in den Wänden von Gebäuden betrifft, so wird hierüber im nachstehenden noch näheres mitzuteilen sein.

Aus der Erörterung der verschiedenen Teilgefahren, aus denen sich die Gesamtfeuersgefahr zusammensetzt, geht hervor, daß die Möglichkeit der Inbrandsteckung eines Gebäudes und der Grad seiner Zerstörbarkeit von ganz erheblichem Einfluß auf die Gefahr sind. Ansteckbarkeit und Zerstörbarkeit aber hängen ab von den Baustoffen und der konstruktiven Anordnung der Teile eines Gebäudes. Ein feuersicheres Gebäude schließt allerdings die Entstehung von Feuer im Gebäude, d. h. an dem Inhalt des Gebäudes und besonders an einzelnen verbrennlichen Ausbau- und Einrichtungsgegenständen, nicht aus, wohl aber das unbeherrschbare Weitergreifen eines Brandes innerhalb des Gebäudes und die Übertragung eines Brandes von der Nachbarschaft her.

Wenn man den Begriff der Feuersicherheit unter Berücksichtigung der Auffassung des Versicherungswesens, die wegen der wirtschaftlichen Bedeutung der Sache empfehlenswert ist, erläutern will, so wird man folgende Erklärung als zweckmäßig bezeichnen dürfen:

„Feuersicher sind solche Baumaterialien und Baukonstruktionen, die einem Feuer von der Intensität und Dauer, wie sie bei Bränden vorkommen, und der Einwirkung von Löschwasser standhalten, ohne wesentliche Veränderungen oder Beschädigungen zu erleiden.

Feuersichere Bauteile, welche eine Trennung benachbarter Räume bewirken sollen, müssen außerdem die Weiterverbreitung eines Brandes durch Wärmeleitung oder Wärmestrahlung auf der dem Feuer abgewandten Seite ausschließen.

Wesentlich ist eine Veränderung oder Beschädigung im Sinne der vorstehenden Erklärung dann, wenn die Festigkeitseigenschaften des Materials, die Tragkraft oder die Standfestigkeit einer Konstruktion unter das bautechnisch erforderliche Maß sinken bezw. eine Konstruktion die für den praktischen Gebrauch nötige Gestalt einbüßt, wenn also die Weiterverwendung des Materials oder der Konstruktion an der bisherigen Stelle im Bauwerk entweder gar nicht oder nur nach umfänglichen Ergänzungen bezw. Ausbesserungen möglich ist."

Es ist dabei immer festzuhalten, daß in der Praxis der Begriff der Feuersicherheit in gewissen Grenzen ein relativer Begriff ist; die Unverbrennlichkeit der Baustoffe und Konstruktionen im engeren Sinne des Wortes wird zwar, streng genommen, einer verschiedenen Auslegung nicht fähig sein, wohl aber die Möglichkeit bezw. Wahrscheinlichkeit der Zerstörung. Diese hängt ab von den Verhältnissen des einzelnen Falles, vor allen Dingen von der Benutzungsweise eines Gebäudes und seiner Nachbarschaft. So wird ein Eisenfachwerkbau, welcher nur als Lager für unverbrennliche Sachen gilt, feuersicher im Hinblick auf seine Verwendung genannt werden können, während ihm diese Eigenschaft nicht mehr zugesprochen werden könnte, wenn größere Mengen verbrennlicher Stoffe sich darin befinden.

Eine ganz einheitliche Nomenklatur der Feuersicherheit existiert noch nicht, vielmehr findet man für die in unserem Sinne verschieden feuersicheren Baustoffe und

Konstruktionen häufig Bezeichnungen, die als zweckmäßig nicht anerkannt werden können und geeignet sind, den Laien irrezuführen

In preußischen Feuer- und Baupolizeivorschriften werden z. B. in neuerer Zeit unterschieden: massive, feuerfeste, feuersichere, unverbrennliche, glutsichere und schwer entflammbare Baustoffe und Konstruktionen. Bei manchen Sicherheitsvorschriften haben sich auch die deutschen Feuerversicherungsanstalten, obwohl die Bezeichnungsweise derselben sonst vielfach eine andere ist, zur Einführung der fraglichen behördlichen Vorschriften mit unverändertem Wortlaut entschlossen. Deshalb mögen nachstehend die Begriffsfeststellungen angeführt werden, welche Wendt[1]) auf Grund der preußischen behördlichen Bauvorschriften zusammengestellt hat:

1. Als massiv sind alle Konstruktionen anzusehen, welche, ohne selber zu brennen, im Feuer ihre Form nicht und ihre Haltbarkeit nur ganz unwesentlich einbüßen und welche allen Witterungs- und mechanischen Einflüssen infolge ihrer Massigkeit einen erheblichen Widerstand entgegensetzen. Bei Bemessung des Grades dieses Widerstandes ist zum Vergleich die Widerstandsfähigkeit einer 25 cm starken Ziegelmauer bezw., wenn es sich um Decken handelt, diejenige eines 25 cm starken Ziegelgewölbes anzunehmen.

2. Als feuerfest sind alle Konstruktionsteile anzusehen, welche, ohne selber zu brennen, im Feuer ihre Form nicht und ihre Haltbarkeit nur ganz unwesentlich einbüßen, deren Widerstand gegen mechanische Einflüsse aber ein geringerer ist als bei Massivkonstruktionen.

3. Als feuersicher sind alle Konstruktionen anzusehen, welche dem Feuer einige Zeit Widerstand leisten und den mechanischen Einflüssen gegenüber eine gewisse Haltbarkeit zeigen. Es ist hierbei nicht erforderlich, daß die Konstruktionen im ganzen unverbrennlich sind, wenn nur die verbrennlichen Teile der unmittelbaren Einwirkung des Feuers entzogen sind.

4. Unverbrennlich sind alle Konstruktionen, welche vom Feuer nicht entzündet werden können, die aber demselben nur einen ganz geringen Widerstand entgegensetzen, und die ihre Form und Haltbarkeit im Feuer stark einbüßen. Ist der Widerstand ein größerer, so fallen die Konstruktionen unter die Begriffe feuerfest bezw. feuersicher.

5. Glutsicher sind diejenigen Eisenteile eingehüllt, welche durch schlechte Wärmeleiter allseitig derartig ummantelt sind, daß die Eisenteile im Feuer nichts von ihrer Tragfähigkeit einbüßen. Ist diese glutsichere Ummantelung derartig stark und widerstandsfähig ausgeführt, daß die Übertragung hoher Wärmegrade auf die Eisenteile und dadurch die Verringerung ihrer Tragfähigkeit verhindert wird bei gleichzeitigem Vorhandensein von großer Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Einflüsse, so ist die betreffende Konstruktion mit der glutsicheren Umhüllung als feuerfest zu bezeichnen. Ist die glutsichere Ummantelung weniger widerstandsfähig, so ist die Konstruktion nur als feuersicher zu bezeichnen.

6. Sonst leicht in Brand geratende Stoffe können durch Imprägnierungsmittel schwer entflammbar gemacht werden. Das betreffende Imprägnierungsmittel erfüllt dann seinen Zweck, wenn es ein Verbrennen des der Erhitzung ausgesetzten Gegenstandes mit offener Flamme und eine Weiterverbreitung der Glüherscheinungen auf benachbarte, nicht von der Erhitzung betroffene Teile verhindert. Der Eintritt der Verkohlung an den direkt vom Feuer getroffenen Stellen kann durch feuersichere Imprägnierungsmittel nicht verhindert werden.

Die Verwendung der Bezeichnung massiv bei der Bewertung der Feuersicherheit

[1]) Wendt, Feuersichere Baumaterialien, D. B. Z. 1909, Nr. 25.

von Baukonstruktionen als Kriterium der vollkommensten Sicherheit ist keine glückliche Maßnahme. Das Gebäude, welches nach dem allgemeinen Sprachgebrauch als massives Gebäude bezeichnet wird, ist absolut nicht feuersicher, und man verbindet mit dem Begriff massiv auch sonst nicht immer die Eigenschaften, die er decken soll. Bedenklich ist ferner in obigen Erklärungen der Gebrauch des Wortes feuersicher für verbrennliche Konstruktionen, denn das widerspricht ebenfalls dem allgemeinen Sprachgebrauch und dem natürlichen Empfinden umsomehr, als bei Bränden von großer Intensität und längerer Dauer die nur oberflächlich geschützten verbrennlichen Konstruktionen eine kaum beachtenswerte Haltbarkeit besitzen, worauf auch u. a. Branddirektor Elsner, Danzig in seiner Schrift „Feuersicherheit in Fabriken" hinweist.

Der engliche Feuerverhütungsausschuß (British Fire Prevention Committee), dessen Arbeiten und Schriften in Fragen der Feuersicherheit bedeutsam sind, klassifiziert die einem Feuer widerstehenden Konstruktionen nach folgenden Gruppen: zeitweiser Schutz, teilweiser Schutz und voller Schutz. Der zeitweise Schutz (temporary protection) wird gewährt von Konstruktionen, die einem Feuer mindestens $^3/_4$ bis 1 Stunde unter den vorgeschriebenen Versuchsbedingungen standhalten; man könnte diesen Schutz wohl zweckmäßiger als kurzfristigen Schutz bezeichnen. Die teilweisen Schutz (partial protection) gewährenden Konstruktionen müssen bei den Versuchen mindestens $1^1/_2$ bis 2 Stunden standhalten, während bei den vollen Schutz (full protection) gewährenden Konstruktionen mindestens $2^1/_2$ bis 4 Stunden gefordert werden. An Stelle der Bezeichnung „teilweiser Schutz" könnte die Bezeichnung „langfristiger Schutz" angewandt werden, und dann würde man an Stelle von „voller Schutz" auch sagen können „dauernder Schutz". Bei jeder Gruppe werden zwei Klassen unterschieden, von denen die Klasse A immer diejenige mit der oben angegebenen kürzeren Frist der Versuchsdauer und die Klasse B diejenige mit der längeren Versuchsdauer ist. Näheres ist zu ersehen aus den Red Books of the British Fire Prevention Committee; über die Versuche mit Decken liegt eine Zusammenstellung aus den verschiedenen Einzelveröffentlichungen vor, betitelt: The Fire Resistance of Floors being Tabulated Results of Fire Tests. Nachstehend sind die Klassifikationsnormalien des englischen Feuerverhütungsausschusses[1]) in tabellarischer Form wiedergegeben:

Tabelle 1.

| | | 1. Zeitweiser Schutz | | 2. Teilweiser Schutz | | 3. Voller Schutz | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Klasse A | Klasse B | Klasse A | Klasse B | Klasse A | Klasse B |
| Geringste Versuchsdauer (in Minuten) | | 45 | 60 | 90 | 120 | 150 | 240 |
| Mindesttemperatur (Grad Celsius) . . . | | 816 | 816 | 982 | 982 | 982 | 982 |
| Zeit für das Bespritzen mit Wasser (in Minuten) . . . . . . . . . . . . . . . | | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 5 |
| Decken | Belastung kg/m² . . . . . . . | beliebig | beliebig | 546 | 820 | 1094 | 1367 |
| | kleinste Versuchsfläche m² . | 9,3 | 18,6 | 9,3 | 18,6 | 9,3 | 18,6 |
| Wände | Dicke in cm . . . . . . . . . . | 5,1 und weniger | beliebig | 6,3 und weniger | beliebig | 6,3 und weniger | beliebig |
| | kleinste Versuchsfläche m² . | 7,4 | 7,4 | 7,4 | 7,4 | 7,4 | 7,4 |
| Einzeltüren | Dicke in cm . . . . . . . . . . | 5,1 und weniger | beliebig | 6,3 und weniger | beliebig | 6,3 und weniger | beliebig |
| | kleinste Versuchsfläche m² . | 1,86 | 1,86 | 1,86 | 1,86 | 2,32 | 2,32 |

[1]) Publications of the British Fire Prev. Comm. Nr. 65 (The Testing Arrangements). (Handbuch für Eisenbetonbau, 1. Auflage. Band IV, Teil 1.)

## B. Die Feuersicherheit der Baustoffe im allgemeinen, des Betons und Eisenbetons im besonderen.

### 1. Holz.

Zur vollkommenen Würdigung der Feuersicherheit des Eisenbetons muß man in eine kritische Betrachtung des Verhaltens der sonst gebräuchlichen Baustoffe dem Feuer gegenüber eintreten.



Abb. 1. Zusammenbruch eines Gebäudes in Neuyork bei einem Brande, wegen Fäulnis der Holzbalken und Stützen.

Holz ist verbrennlicher Natur und zu feuersicheren Konstruktionen, die nur einigermaßen hohen Anforderungen genügen sollen, praktisch auch dann meist nicht zu gebrauchen, wenn die Konstruktionen mit unverbrennlichen, die Wärme schlecht leitenden Überzügen, einfachem Verputz, Drahtverputz u. dergl. geschützt werden. Allerdings ist auch anzuerkennen, daß Holzkonstruktionen bei hinreichenden Dimensionen und besonders bei wirklich feuerbeständigen und gut angebrachten Umhüllungen durchaus nicht so schlecht sind, wie der Laie vielfach meint. Jedenfalls sind sie unter obigen Voraussetzungen dem ungeschützten Eisen bei Gefahr intensiver Brände noch überlegen, anderseits kommt aber als verhängnisvolles Moment unter Umständen auch die Fäulnis des Holzes in Frage, so daß eine von Haus aus nicht sehr umfängliche Zerstörung durch Brand rasch in einen durch mechanische Ursachen mitbewirkten völligen Zusammenbruch des Bauwerks, zum mindesten seiner inneren Teile, z. B. sämtlicher Zwischendecken, übergehen kann. Ein Beispiel für einen solchen Zusammenbruch bietet der in Abb. 1 wiedergegebene Zustand eines New Yorker

Hauses nach der Katastrophe, die mit einem Brande verbunden war. In dem Hause waren die Balken durch Fäulnis angegriffen.

Die feuersichere Imprägnierung des Holzes ist in der Vergangenheit noch nicht in größerem Umfange anwendbar gewesen, und man hat damit auch noch keine weitgehenden Erfahrungen bei der Verwendung zu Baukonstruktionen gemacht, so daß ein Urteil über die voraussichtliche Wirkung der modernen Bestrebungen, Bauholz zu imprägnieren, zur Zeit noch ausgesetzt werden muß; immerhin mag hier auf das Verfahren der Rütgers-Werke, angewandt von der Bauholz-Konservierung, G. m. b. H., Berlin hingewiesen werden. Die Beeinflussung des Holzes durch hohe Temperaturen, bestehend in der Bildung brennbarer Gase, dürfte nicht ganz zu beseitigen sein, wohl aber wird die Entflammbarkeit des Holzes herabgesetzt.[1])

## 2. Natürliche Bausteine.

Die natürlichen Bausteine sind wohl unverbrennlich, aber keineswegs alle sind feuersichere Baustoffe.

Granit hält im Feuer gar nicht, er zerspringt und muß schon bei geringer Feuersgefahr bei tragenden Konstruktionen ausgeschlossen werden. Gneis und Syenit sind besser, aber nicht viel. Kalkstein wird durch die Einwirkung der Brandhitze unter Abspaltung von Kohlensäure in gebrannten Kalk übergeführt; dabei wird er mürbe, verliert seine Tragkraft und neigt zum Zerfallen. Kalksteinmauerwerk wird also, soweit es infolge der Wärmeleitung eine hohe Temperatur annehmen kann, zerstört und eignet sich im allgemeinen nicht zu feuersicheren Konstruktionen, besonders wenn intensive, anhaltende Brände zu befürchten sind. Tonschiefer und Sandsteine mit kieseligem Bindemittel sind die relativ feuerbeständigsten natürlichen Steine; wohl springen auch bei ihnen Brocken und Schalen ab bei hoher Glut, aber sie sind doch im allgemeinen nicht zu beanstanden.

## 3. Künstliche Steine.

Von den künstlichen Bausteinen verdient der gewöhnliche Ziegel alles Lob, er muß aber aus ziemlich kalkfreiem Lehm gut hergestellt und gebrannt sein. Unverletzlich sind Ziegel bei sehr hohen Brandtemperaturen, z. B. wenn größere Mengen von Ölen oder Zucker verbrennen, auch nicht; dann tritt mitunter ein äußerliches Anschmelzen ein, durch Löschwasser entstehen Sprünge, und der Stein kann auf 3 cm und mehr leiden. Vor allen Dingen kommt in Betracht, daß der übliche Kalkmörtel des Ziegelmauerwerks leidet. Eine Zerstörung desselben bis zu 6 cm Tiefe ist häufig, die Standfestigkeit von Ziegelmauern kann infolgedessen bei Bränden in Frage gestellt sein, immerhin ist Ziegelmauerwerk sowohl bei Wänden als auch bei Decken als feuersicher anzusehen, hinreichende Abmessungen vorausgesetzt. Es wird dann kaum von anderen praktisch anwendbaren Baustoffen übertroffen werden. Unter 25 cm Stärke darf man in kritischen Fällen keinesfalls gehen, bei wichtigeren Trennungswänden und Decken reicht dieses Maß, unbeschadet der in Rücksicht auf die statische Beanspruchung zu stellenden Forderungen, mitunter nicht aus. Bei Brandmauern z. B. wird vielfach eine Stärke von wenigstens $1^1/_2$ Steinen, also 38 cm, im obersten Stockwerk, gefordert.

Über die Kalksandziegel sind die Ansichten der Fachleute noch geteilt; es kommt auf alle Fälle sehr auf die Güte der Herstellung an. Die Industrie ist immerhin noch jung und die Erfahrungen sind längst nicht so vielseitig wie bei den uralten, aus Lehm gebrannten Ziegeln. Letztere werden von den Kalksandziegeln jedenfalls nicht über-

[1]) s. a. Zentralblatt d. Bauverwaltung 1913, S. 220.

troffen, zum Teil findet man besonders bei Feuerversicherungs-Anstalten eine gewisse Bedenklichkeit gegen die Verwendung der Kalksandziegel zu feuersicheren, im Brandfalle stark beanspruchten Konstruktionen. Die Baupolizeibehörden lassen das Material aber wohl meistens unter gewisser Voraussetzung zu, und im Streite der Meinungen der Freunde und Gegner der Kalksandziegel wissenschaftlich Partei zu ergreifen, ist gerade im Hinblick auf Feuersicherheit noch nicht möglich. Kalksandziegel bester Qualität von 140 kg/cm² Druckfestigkeit scheinen billigen Ansprüchen auch im Hinblick auf Feuersicherheit zu genügen, die Sicherstellung der Qualität dürfte also die Hauptsache sein für die Zukunft dieses Materiales.

Die aus vulkanischen Sanden hergestellten Schwemmsteine sind in ihrer Substanz ein recht feuersicheres Material, leiten die Wärme schlecht, sind aber nur für nicht stark belastete Konstruktionen praktisch brauchbar, jedoch recht geeignet zur Herstellung kleinerer Trennungsflächen, bei denen es nur auf räumliche feuerbeständige Abscheidungen, aber nicht auf Tragkraft ankommt.

Glasbausteine sind ein für besondere Zwecke der Lichtdurchlässigkeit wegen verwendbares Material; sie schmelzen zwar erst bei relativ hoher Temperatur, aber sie zerspringen und zerfallen, wenn sie nicht mit Drahteinlagen versehen sind; ist dies der Fall, dann sind sie für Flächen mäßiger Größe, z. B. bis zu 1 m², recht gut verwendbar, nur darf man in Beziehung auf Feuersicherheit nicht vergessen, daß das Glas verhältnismäßig recht gut wärmedurchlässig ist.

## 4. Beton.[1])

Der Beton, hergestellt in sachgemäßer Weise unter Verwendung von Zementmörtel, ist vom Standpunkte der praktischen Verhältnisse betrachtet ein Baustoff von verhältnismäßig hoher Feuersicherheit. Sein Verhalten im Feuer hängt aber sehr wesentlich von den zu seiner Herstellung verwendeten Stoffen und von den Abmessungen der daraus hergestellten Bauteile ab. Wenn man Steinmaterial verwendet, welches im Feuer chemischen oder mechanischen Veränderungen in hohem Grade unterliegt, wie es bei Kalkstein, Sandstein, Granit der Fall ist, dann macht sich dies natürlich auch bei dem Beton je nach Umständen mehr oder weniger in ungünstiger Weise geltend. Zur Herstellung möglichst feuersicheren Betons sind deshalb besonders amorphe poröse Gesteinsmassen geeignet, bezw. künstlich hergestellte Materialien, die bei hoher Temperatur gebildet worden sind; hierher rechnen feuerfeste Tone, Klinker, unter Umständen Schlacken. Bimsstein, Basalt und Eruptivgesteine überhaupt, hartgebrannte Ziegel u. dergl.; Sandstein und auch Quarz sind schon weniger gut zu nennen. Kalksteinschotter ist ihnen und besonders dem Kies vorzuziehen, weil er die Wärme schlechter leitet und sich praktisch haltbarer erweist, obwohl der kohlensaure Kalk schon bei relativ niedrigen Brandtemperaturen im Prinzip der Zersetzung und damit dem Mürbewerden unterliegt. Der zu Mörtel verwandte Zement ist um so geeigneter, bei je höherer Temperatur er erbrannt wurde; deshalb ist der Portlandzement dem Romanzement und hydraulischen Kalken überlegen. Das Alter des Betons spielt auch eine Rolle, ebenso die relative Menge des Zements im Beton. Die Haltbarkeit ist um so geringer, je jünger, fester und dichter der Zementmörtel bezw. Beton ist. Der Grund liegt darin, daß auch beim Zementmörtel eine chemische Veränderung durch die Hitze eintritt, indem Hydratwasser ausgetrieben wird. Das läßt sich im Prinzip natürlich

[1]) Bei den folgenden Ausführungen sind die im 1. Teil, IV. Band des Handbuches für Eisenbetonbau (erste Auflage) von Professor Saliger gemachten Angaben nach Möglichkeit mitverwendet worden.

überhaupt nicht vermeiden, und wenn man daher nur kleine Probekörper für die Beurteilung der Feuersicherheit des Betons heranzieht, so ist das Resultat für den Beton kein günstiges; er ist, absolut genommen, nicht feuersicher. Die Druckfestigkeit läßt bei höheren Temperaturen erheblich nach, und die Elastizität nimmt mit der Temperatur sehr rasch ab. Die in nachstehender Tabelle[1]) enthaltenen Versuchsresultate von Professor Woolson geben ein anschauliches Bild des Verhaltens des Betons bei Untersuchung kleinerer Probekörper.

Tabelle 2.

| $t =$ | 0 | 100 | 200 | 300 | 400 | 500 | 600 | 700 | 800 | 900 | 1000 | 1100 | 1200 | ° C. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $k_1$ | 136 | 136 | 136 | 134 | 128 | 120 | 113 | 103 | 92 | 82 | 71 | 57 | 39 | kg/cm² |
| | 100 | 100 | 100 | 99 | 94 | 88 | 83 | 78 | 67 | 60 | 52 | 42 | 29 | in vH. |
| $k_2$ | 128 | 110 | 99 | 90 | 81 | 75 | 68 | 63 | 56 | 52 | — | — | — | kg/cm² |
| | 100 | 86 | 77 | 70 | 63 | 58 | 53 | 49 | 44 | 41 | — | — | — | in vH. |

$k_1$ = Druckfestigkeit des Eruptivgestein-Betonwürfels nach der Erhitzung auf $t^\circ$ C.
$k_2$ = Druckfestigkeit des Kalkstein-Betonwürfels nach der Erhitzung auf $t^\circ$ C.

Wir sehen, daß bis zu einer Temperatur von 200° C. keine Verminderung der Festigkeit eintritt; bei Beton aus Eruptivgesteinschlag beträgt die Druckfestigkeit bei 900° C. noch ungefähr 60 vH. derjenigen, die bei 0 bis 100° C. festgestellt worden ist, bei 1200° C. noch 29 vH. Bei Kalksteinbeton ist die Druckfestigkeit bei 900° C. nur 41 vH. der bei 0 bis 100° C. gemessenen, und über 900° C. hinaus sinkt sie so rasch, daß von Haltbarkeit nicht mehr die Rede sein kann. Auch nach den Versuchen von Professor Gary[2]) ergab sich eine Herabsetzung der Festigkeit bei Probekörpern aus Kiesbeton auf ungefähr 35 vH., bei Kalksteinschotterbeton auf ungefähr 40 vH. der ursprünglichen Festigkeit nach Brandversuchstemperaturen von annähernd 1000° C. und einer Branddauer von 115 Minuten Temperaturen von 900 bis 1000° C. und darüber kommen aber bei intensiven Bränden sehr wohl vor. Hiernach würde Beton also nicht gerade hervorragend feuersicher sein. Das Bild ändert sich aber ganz wesentlich zugunsten des Betons, wenn man nicht nur kleinere Probekörper oder unverhältnismäßig schwache Baukonstruktionen in Betracht zieht. Dann beschränkt sich der schädigende Einfluß eines Feuers auf den äußeren Teil, der dem Feuer in erster Linie ausgesetzt ist, und erstreckt sich nur auf eine die Haltbarkeit der Konstruktion meistens nicht wesentlich beeinflussende Tiefe. Der Grund hierfür liegt in der geringen Wärmeleitungsfähigkeit des Betons, die der anderer guter Baumaterialien etwa gleich ist. Die schlechte Wärmeleitungsfähigkeit hängt sehr wesentlich von der Porosität des Betons ab, und unterstützend tritt das Moment hinzu, welches sonst, absolut genommen, der Haltbarkeit des Betons hinderlich ist, nämlich die Abscheidung von Hydratwasser, da für diesen Prozeß Wärme in erheblicher Menge verbraucht wird. Versuche von Woolson[3]) ergaben, daß die Wärme in Beton nur sehr langsam eindringt und daß die Temperaturen im Inneren der Betonkörper selbst verhältnismäßig nahe der dem Feuer ausgesetzten Fläche erheblich hinter der Außentemperatur zurückbleiben Die Versuche wurden gemacht mit Probekörpern von 16,5 × 20,3 × 30,4 cm Abmessung bei 816° C. Brandtemperatur. Tabelle 3 gibt ein anschauliches Bild der Resultate.

[1]) Proceedings of the American Society for Testing Materials, Philadelphia, Pa. 1905, Vol. 5.
[2]) Brandproben an Eisenbetonbauten, Berlin 1911. (Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 11.)
[3]) Eng. News 1906, S. 725 u. f.

Tabelle 3.

| Eindringtiefe cm | 20 Min. | 40 Min. | 1 Std. | 2 Std. | 3 Std. | 4 Std. | 5 Std. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2,5 | 21 | 137 | 254 | 427 | 516 | 565 | 593° C. |
| 5,1 | 99(?) | 116 | 204 | 404 | 499 | 555 | 593° C. |
| 7,6 | 105(?) | 120 | 127 | 277 | 388 | 460 | 493° C. |
| 10,2 | 24 | 99 | 105 | 166 | 304 | 371 | 410° C. |
| 12,7 | 16 | 27 | 94 | 127 | 215 | 277 | 326° C |
| 15,2 | 16 | 24 | 88 | 104 | 199 | 266 | 315° C. |
| 17,8 | 16 | 24 | 85 | 104 | 149 | 204 | 227° C. |

Selbst nach fünfstündiger Erhitzung betrug die Temperatur in nur 2,5 cm Tiefe unter der dem Feuer dargebotenen Fläche nicht mehr als 593° C. Bei dieser Temperatur würde aber nach Tabelle 2 selbst bei dem empfindlicheren Kalksteinschotterbeton die Festigkeit, wenn man die üblichen Beanspruchungen voraussetzt, noch nicht iu besorgniserregender Weise herabgesetzt sein, obschon man mit beginnender chemischer Veränderung des Kalkes rechnen muß. Bei Beton aus Eruptivgestein würde eine bemerkenswerte Veränderung der Festigkeit überhaupt nicht vorliegen.

Neben der Haltbarkeit kommt aber bei feuersicheren Materialien noch in Frage, wieweit Temperaturerhöhungen in erheblichem Grade sich bei anhaltender Erhitzung ins Innere der Körper erstrecken. Nach den angezogenen Versuchen von Woolson wurden im Verlauf von fünf Stunden 315° C. in einer Eindringtiefe von 15,2 cm und 227° C. in einer Eindringtiefe von 17,8 cm festgestellt. Solche Temperaturen können unter Umständen schon sehr verhängnisvolle Wirkungen auf der dem Brand abgewandten Seite einer Betonschicht hervorrufen. Man wird aber immerhin in den meisten Fällen annehmen dürfen, daß Betonschichten von 20 cm Stärke eine gefährliche Verbreitung der Wärme hinreichend lange hindern, und wird sich, wenn einige Sicherheit dafür vorliegt, daß ein Brand weder sehr heftig, noch von sehr langer Dauer sein wird, auch mit geringeren Stärken begnügen können. Selbstverständlich muß aber auch die Wichtigkeit der Konstruktionen berücksichtigt werden, und deshalb kann man nicht verlangen, daß Baupolizei und Feuerversicherung sich immer auf die scheinbar begründete Anwendung der mäßigen Betonstärken einlassen. (Siehe hierüber das später bei Brandmauern u. dergl. Gesagte.)

Von besonderer Wichtigkeit ist übrigens, daß Beton, welcher einem Feuer standhalten soll, hinreichend erhärtet ist, d. h. er muß genügend alt sein. Bei verhältnismäßig frischem Beton, der noch viel chemisch ungebundenes Wasser enthält, muß man damit rechnen, daß die lebhafte Verdampfung zur Zerklüftung des Betons und zum Absprengen von Teilen der äußeren Schichten führt.

## 5. Eisen.

Das Eisen ist unter gewöhnlichen Verhältnissen dank seinen Festigkeitseigenschaften ein vorzügliches und mit Recht beliebtes Konstruktionsmaterial. Es ist auch unter normalen Umständen unverbrennlich. Eiserne Konstruktionsteile sind nicht ansteckbar, und Eisenbauten sind infolgedessen auch in gewissem Sinne feuersicher, nämlich so lange, als keine andauernden Brandwirkungen, bezw. solange nicht hohe Temperaturen in den Bauwerken und an den Konstruktionen selbst zu befürchten sind. Tritt letzteres ein, hat man also umfänglichere intensive Brände zu befürchten, dann

kann von Feuersicherheit beim Eisen keine Rede sein, denn es büßt seine Festigkeit bei höheren Temperaturen vollkommen ein. Dabei hat man nicht etwa an die Schmelztemperatur zu denken oder an die Glühtemperaturen, bei denen die Bearbeitung des Eisens in warmem Zustande erfolgt, sondern schon die Temperatur der dunklen Rotglut ist verhängnisvoll für Eisenkonstruktionen aller Art. Man muß im allgemeinen damit rechnen, daß die Tragfähigkeit eiserner Konstruktionen bei Temperaturen über 500° C. unzureichend wird und sehr rasch bis zur völligen Erschöpfung sinkt. Bei intensiven Bränden werden aber, wie schon erwähnt, Temperaturen von 900 bis 1200° C. erreicht, und damit ist den nackten Eisenkonstruktionen das Urteil gesprochen; genügt es doch z. B. unter Umständen, daß die auf einem eisernen Dachstuhl ruhende hölzerne Dachschalung in Brand gerät, um unter Umständen eine sehr erhebliche, wenn nicht gar völlige Zerstörung der Dachkonstruktionen herbeizuführen. Neben der Verringerung der Festigkeit des Eisens bei höheren Temperaturen kommt, und zwar in recht wesentlichem Maße, die Ausdehnung des Eisens durch die Wärme in Betracht. Die verhältnismäßig starke Ausdehnung des Eisens durch die Wärme — man kann annehmen, daß dieselbe für je 100° C. Temperaturerhöhung $^1/_{840}$ der Länge eines Eisenbalkens oder einer Stütze usw. beträgt — gibt, wenn die Konstruktionen an der freien Ausdehnung verhindert sind, zu außerordentlichen Kraftwirkungen Veranlassung, und daher rührt es, daß auch schon dann, wenn die Tragfähigkeit des Eisens an sich nicht erschöpft ist, der Zusammensturz von Decken und Wänden bei Gebäuden aus Stein und Eisen im Brandfalle zu befürchten steht.



Abb. 2. Eingeknickte Eisensäule vom Calvert Building Baltimore 1904.

Damit ist nun aber keineswegs gesagt, daß das Eisen zur Herstellung feuersicherer Baukonstruktionen und zur Errichtung ganzer feuersicherer Gebäude unbrauchbar sei; im Gegenteil, es ist, wenn auch die Form der Verwendung verschieden ist, vorläufig dazu ziemlich unentbehrlich, und alle Übelstände, die das Eisen in bezug auf Feuersicherheit hat, lassen sich beseitigen, wenn man die Eisenkonstruktionen mit feuersicheren Stoffen, seien es nun Steine oder in plastischer Form aufgetragene Massen, so umhüllt, daß die durch einen Brand erzeugte Wärme nicht in dem Maße durch die Umhüllung dringen kann, daß eine für die Festigkeit gefährliche Temperatur des Eisens erreicht wird oder auch nur eine gefahrbringende Ausdehnung des Eisens resultiert. Mäßigen Ausdehnungen des Eisens durch die Wärme kann im übrigen Rechnung getragen werden durch die konstruktive Anordnung.

Es würde zu weit führen, hier die Einzelheiten des Schutzes der Eisenkonstruktionen näher zu erörtern, und es muß in dieser Beziehung auf das treffliche Buch von Hagen, „Schutz der Eisenkonstruktionen gegen Feuer“, verwiesen werden.

Daß man übrigens bei Umhüllung von Eisenteilen sehr sorgsam zu Werke gehen muß, wenn man nicht einen Mißerfolg im Brandfalle erleben will, und daß hohe Brandtemperaturen einen solchen sehr wohl herbeizuführen vermögen, beweist Abb. 2. Die Umhüllung der Säule hat nicht standgehalten, und die glühend gewordene Säule ist ausgeknickt.

## 6. Eisenbeton.

Der Eisenbeton stellt im Hinblick auf Feuersicherheit eine gleich günstige Kombination des Betons mit dem Eisen dar, wie es im Hinblick auf seine sonstigen konstruktiven Eigenschaften der Fall ist, vorausgesetzt, daß man die Lehren berücksichtigt, die sich aus dem ergeben, was vorstehend über das Verhalten des Betons allein und des Eisens allein im Feuer gesagt worden ist.

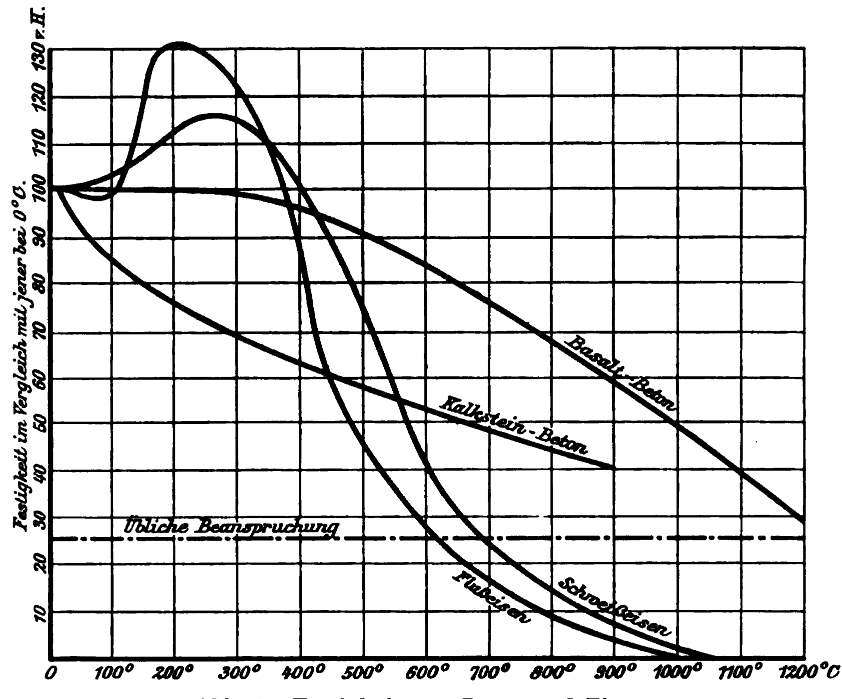



Abb. 3. Festigkeit von Beton und Eisen.

Das hier beigefügte Diagramm der Festigkeiten des Betons einerseits und des Eisens anderseits bei verschiedenen Temperaturen (Abb. 3) veranschaulicht die wesentlichsten Momente. Man ersieht daraus, daß bis zu einer Temperatur von 400° C. innerhalb einer Baukonstruktion die Festigkeit des Eisens und des Betons zwar nicht unverändert bleibt, immerhin aber beide ausreichend sind, wenn man berücksichtigt, daß Brände eben Ausnahmeereignisse sind. Über 400° C. hinaus ist zwar die Haltbarkeit des Betons, wenn mit der erforderlichen Sicherheit gerechnet worden ist, eine noch annehmbare, aber diejenige des Eisens versagt in steigendem Maße, und damit würde auch der Eisenbeton versagen, wenn man die Eisenbetonkonstruktion nicht so anordnen würde, daß der Beton dank seinem geringen Wärmeleitungsvermögen das

Eisen hinreichend gegen Erhitzung schützt. Hierin liegt in Verbindung mit der Tatsache, daß Beton und Eisen sich annähernd in gleichem Verhältnis unter dem Einfluß der Wärme ausdehnen, der Schwerpunkt der Feuersicherheit der Eisenbetonkonstruktionen.

Es ist also eine sehr wichtige Frage, wie stark die das Eisen bedeckende Betonschicht sein muß, um im Brandfalle die Wärme hinreichend vom Eisen abzuhalten. Nach den Versuchen mit Probekörpern (vergl. Tabelle 3) und auch nach mancherlei praktischen Erfahrungen hat sich ergeben, daß eine Betonschutzschicht von 2,5 cm unter günstigen Umständen ausreicht.

Nach Tabelle 3, Seite 12, erreichte die Temperatur des Betons 2,5 cm unter der erhitzten Außenfläche erst nach zwei Stunden 400° C., und da für den Übergang der Wärme an das Eisen in Verbindung mit der Leitung der Wärme durch letzteres auch einige Zeit vergeht und ferner bei 500° C. in Notfällen die Festigkeit des Eisens bei Berechnung der Konstruktionen mit ausreichender Sicherheit von Haus aus auch noch genügt, so ist es verständlich, daß der Internationale Architekten-Kongreß, London 1906, das Minimum der Stärke der Umhüllung des Eisens mit Beton auf 2,5 cm festsetzte und Professor Saliger[1]) in der ersten Auflage dieses Buches angibt, daß durch eine solche Umhüllung das Eisen fünf Stunden gegen eine Brandtemperatur von 800° C. geschützt werde. Nach Versuchen, die Professor Gary[2]) mit besonderen Probebauten angestellt hat, ist die Temperatur im Inneren vertikaler Wände bei einer allmählich im Verlauf von zwei Stunden auf rund 1000° C. gesteigerten Brandtemperatur in 3 cm Tiefe bei Kiesbeton auf 131° C. gestiegen, während sich bei Kalksteinschotterbeton bei der gleichen Tiefe und 900° C. Temperatur 184,5° C. einstellten, wobei allerdings zu berücksichtigen ist, daß im letzteren Falle schon eine höhere Temperatur einige Zeit lang geherrscht hatte. Da nun aber bei abnehmender Brandtemperatur und nach dem Ablöschen des Feuers, welches nach 140 Minuten Versuchsdauer erfolgte, die Temperatur im Beton erheblich weitergestiegen ist und bei den angegebenen Tiefen schließlich, obwohl das Feuer seit 25 Minuten erloschen war, Beträge von 233° C. bei Kiesbeton und 244,5° C. bei Kalksteinschotterbeton erreichte, wird man doch wohl schließen müssen, daß bei längeren intensiven Bränden im allgemeinen wesentlich höhere Werte der Innentemperaturen zu berücksichtigen sind. Professor Gary selbst hält die Resultate seiner Versuche nicht für absolut endgültig und allgemein verbindlich, und man wird deshalb auch die von ihm als ausreichend bezeichnete Überdeckung von nur 0,5 cm zur Erreichung einer vollkommenen Feuersicherheit, wie wir sie hier verstehen, nicht als genügend ansehen können. Überhaupt wird man die Frage, welche Stärke zum Schutz des Eisens erforderlich ist, etwas verschieden beantworten müssen, je nach dem Grade der zu gewärtigenden Feuersgefahr, besonders je nachdem, ob langanhaltende und intensive Brände zu gewärtigen sind oder nicht, ferner nach der Art der in Betracht kommenden Konstruktion; denn eine Decke wird vom Feuer natürlich leichter angegriffen wie eine Wand, und ganz besonders sind diejenigen Konstruktionen, die nicht, wie Wände und glatte Decken, nur von einer Seite berührt, sondern, wie z. B. aus der Decke vorspringende Tragbalken und Rippen, auf drei Seiten, oder bei Stützen und Säulen am ganzen Umfang von dem Feuer umspült werden, der inneren Durchwärmung besonders ausgesetzt, so daß man bei diesen für einen reichlichen Schutz des Eisens durch schlecht wärmeleitende Schichten Sorge tragen muß. Es kommt hinzu, daß Defekte am Beton, die sich beim Brand und bei den Löscharbeiten einstellen, das Eisen stellenweise ganz oder teilweise bloßlegen können. Hierbei spielt auch eine Rolle, daß der Beton keines-

[1]) Handbuch für Eisenbetonbau, IV. Band, 1. Teil, S. 12.

[2]) Brandproben an Eisenbetonbauten, Berlin 1911. Verlag von Wilh. Ernst u. Sohn.

wegs auf die Dauer immer eine vollständig zusammenhängende Masse bildet; es hat sich in der Praxis wiederholt gezeigt, daß der Beton von zahllosen Rissen durchzogen ist; besonders trifft dies zu bei Decken, welche Maschinen tragen, die durch hin- und hergehende Massenbewegungen zu Schwingungen der Deckenkonstruktion Veranlassung geben. Schließlich muß man auch daran denken, daß in der Alltagspraxis die Betonarbeiten leider nicht immer so ausgeführt werden, wie es bei Versuchshäusern in der Regel geschehen dürfte und daß also Baupolizei und Feuerversicherung gar zu geringen Schutzschichten über dem Eisen zunächst noch sehr skeptisch gegenüberstehen dürften.

Im Hinblick auf die Feuerversicherung ist z. B. zu bemerken, daß infolge eines Brandes an Eisenbetonkonstruktionen eine Verminderung der Tragkraft oder auch nur Fehler in der äußeren Gestalt herbeigeführt werden können, die zwar die Weiterbenutzung des Gebäudes nicht ausschließen und vom rein konstruktiven Standpunkt nicht wesentlich wären, trotzdem aber eine nicht zu leugnende Entwertung der Konstruktionen darstellen könnten, indem sie die Grenzen der Ausnutzung des Bauwerks einengen oder als Schönheitsfehler sehr störend wirken können.

Aus allen diesen Gründen ist es doch wünschenswert, daß dort, wo mit ernstlicheren Bränden zu rechnen ist, die schützende Schicht über dem Eisen bei einer nur einseitig von dem Feuer bedrohten Konstruktion 2,5 cm betragen sollte und bei Konstruktionen, die auf mehreren Seiten dem Feuer ausgesetzt sind, 5 cm. Allerdings ist es nicht unerläßlich, daß die Schutzschicht schon bei der Herstellung der Betonkonstruktionen in vollem Umfange gewahrt wird, sondern es wird unter Umständen das, was über 1,5 bis 2 cm hinausgeht, auch ersetzt werden können durch einen nachträglich aufgebrachten Zementmörtelverputz.

Da die Verstärkung der die Eiseneinlagen bedeckenden Betonschicht zwar zweifellos im Prinzip das Eindringen der Wärme bis zum Eisen erschwert, aber anderseits manche Umstände darauf hindeuten, daß diese Schutzwirkung dann nicht lange genug dauert, wenn der Beton etwas zerklüftet ist und unter dem Einfluß der Hitze abgesprengt wird, ist es überhaupt eine sehr beherzigenswerte Frage, die durch systematische Versuche geklärt werden sollte, ob nicht die Anwendung eines besonderen Feuerschutzverputzes ganz allgemein zu empfehlen wäre, wenn die Gefahr eines intensiven Brandes vorliegt. Bei einem solchen Feuerschutzverputz müßte für das gute Anhaften desselben an der Eisenbetonkonstruktion allerdings gesorgt werden, z. B. durch Drahtgewebeeinlagen, die ihrerseits am Eisenbeton befestigt würden, oder in anderer zuverlässiger Weise.

## 7. Der Eisenbeton in der Rüstung.

Die vortrefflichen Eigenschaften des Eisenbetons als Konstruktionsmaterial überhaupt und besonders im Hinblick auf Feuersicherheit kommen natürlich erst zur Geltung, wenn er wirklich fertig, d. h. wenn er hinreichend erhärtet ist und die zu seiner Herstellung erforderliche Rüstung entbehrlich wird. Vorher kann ihm ein Feuer leicht recht verhängnisvoll werden. Erstens ist nämlich zu berücksichtigen, daß die Beschädigung der Rüstung durch Feuer deren Haltbarkeit aufheben und den Einsturz der Betonkonstruktionen aus rein mechanischen Gründen zur Folge haben kann. Zweitens ist zu bedenken, daß die Inbrandsetzung so großer Holzmengen, wie sie in den Rüstungen enthalten sind, eine sehr intensive Hitze zu erzeugen vermag. Dann aber leidet der Beton in seiner chemischen Beschaffenheit und seiner Struktur; es können größere Stücke abgesprengt werden, sc daß die Eisen bloßliegen und der Feuerwirkung unter-

Umständen sehr bedenklich ausgesetzt sind. Es können Risse und Zerklüftungen entstehen u. dergl. m.

Es scheint, als ob man dies nicht immer gleich nach dem Brande zu bemerken brauchte, denn bei dem Brande des Klosterhofneubaues in Hamburg am 30. Mai 1911, der wohl den ersten bekanntgewordenen Brandfall eines größeren, zum Teil noch in Rüstung stehenden, zum Teil eben erst ausgerüsteten Betonbaues darstellt, sind Schäden an den Betonkonstruktionen eingetreten, die man zum Teil anfänglich für recht wenig erheblich gehalten hat,[1]) während später die Baupolizei doch die Notwendigkeit gegeben sah, die Eisenbetonkonstruktionen der Decken zu einem erheblichen Teil abzubrechen und neu errichten zu lassen.[2])

Solange ein Eisenbetonbau noch in der Rüstung steht oder Rüsthölzer in größerer Menge in ihm lagern, muß also die größte Vorsicht beim Gebrauch von Feuer und Licht obwalten. Es ist dies besonders zu berücksichtigen beim Gebrauch von Schmiedefeuern und Schweißeinrichtungen, die nicht in holzreicher Umgebung aufgestellt werden sollten; ferner bei der künstlichen Beleuchtung, die nicht selten mit Lampen erfolgt, zu deren Speisung Ligroin, Gasolin und ähnliche höchst feuergefährliche Flüssigkeiten verwendet werden. Auch die sogenannten Petroleumfackeln und ähnliche Lichtquellen zählen dazu. Ferner vermeide man es, Benzinmotoren zum Betriebe von Mischanlagen innerhalb der Bauten aufzustellen, und richte in den Bauten selbst auch keine Aufenthaltsräume, die mit Öfen geheizt werden, ein; ja, es ist sogar nach den Erfahrungen, welche gemacht worden sind, dringend wünschenswert, Baubuden in angemessener Entfernung von den in Errichtung begriffenen Gebäuden zu halten. Daß man ausgebautes Rüstholz und Holzabfall sobald wie möglich aus dem Bau entfernen soll und nicht etwa in großen Mengen darin lagern lassen darf, ist selbstverständlich, und schließlich sind das Vorhandensein von Löschgeräten für den ersten Notfall und eine gute Überwachung Maßnahmen, die bei der Errichtung von Eisenbetonbauten mindestens ebenso notwendig sind, wie sie es unter Umständen nach ihrer Vollendung sein können.

## C. Die feuersichere Gestaltung der Bauten.

Die Feuersicherheit eines Gebäudes hängt nicht nur von der Feuersicherheit der Baustoffe an sich ab, sondern von der Beobachtung mancher Einzelheiten bei der Ausführung der einzelnen Teile eines Baues, ihren Abmessungen und der Anordnung derselben zueinander. Deshalb muß hier das Wichtigste über Wände und Decken, Öffnungen in denselben, Dächer, Anlagen zu Verbindungen der Geschosse und dergl. mehr besprochen werden.

### 1. Wände.

Die wichtigste feuersichere Wand ist die Brandmauer. Eine vollkommene Brandmauer, die die Aufgabe hat, zwei aneinanderstoßende oder sich nahe gegenüberstehende Gebäude feuersicher zu scheiden, muß öffnungslos sein und überall über das Dach, wenn die aneinanderstoßenden Gebäude verschieden hoch sind, über dasjenige des höheren Gebäudes ein angemessenes Stück hinausragen. Hierfür findet man sehr verschiedene Vorschriften. Unter 20 cm, wie z. B. die Baupolizeiordnung für den Stadtkreis Berlin vorschreibt, sollte man jedenfalls nie herabgehen. Für Fabriken und

[1]) B. u. E. 1911, S. 265, 306 u. 323.
[2]) Feuerpolizei 1912, Band 14, S. 130.

dergl. verlangen die deutschen Feuerversicherer in der Regel mindestens 30 cm Überragung, in amerikanischen Vorschriften[1]) findet man 45 cm angegeben. Bei sehr großer Gefahr muß man hierüber noch unter Umständen hinausgehen und außerdem fordern, daß die Brandmauer auch seitlich der zu trennenden Gebäude vorspringt. Wenn das Dach eines Gebäudes selbst feuersicher ist oder wenn unmittelbar unter einem Dache eine feuersichere Decke liegt, ohne daß ein eigentlicher Dachboden vorhanden ist, dann allenfalls braucht die Brandmauer nicht über das Dach hinauszugehen. Ferner ist erforderlich, daß in die Brandmauer selbst keinerlei Holzwerk eingelassen ist und daß sie auch nicht nach oben oder der Seite hin durch brennbare Bauteile, Dachaufbauten und dergl. überragt wird.

Die vollkommene Brandmauer muß weiter zur Sicherung ihrer Haltbarkeit und Standfestigkeit im Feuer und ferner zur Verhütung des Durchdringens von Hitze eine gewisse Mindeststärke auch an der höchsten Stelle aufweisen. Über das erforderliche Maß gehen die Ansichten allerdings etwas sehr auseinander. Die Baupolizeiordnung für den Stadtkreis Berlin z. B. schreibt 25 cm als Mindeststärke vor, bei der Feuerversicherung von Fabriken werden in Deutschland meistens folgende Mindestabmessungen für vollkommene Brandmauern verlangt:

$1^1/_2$ Stein Stärke bei Ziegelmauerwerk,
45 cm bei Bruchsteinmauerwerk,
35 cm bei Beton.

In Amerika fordert man bei Ziegelmauerwerk mindestens 30 cm, bei Eisenbeton mindestens 20 cm.

Professor Saliger kommt anläßlich eines über Brandmauern aus Eisenbeton erstatteten Gutachtens[2]) zu dem Ergebnis, daß eine Eisenbetonwand von 12 bis 15 cm Stärke einer Ziegelwand von 38 cm gleichwertig sei, mithin als Brandmauer vollkommen genügen würde. In Rücksicht auf den konstruktiven Wert des Eisenbetons und ferner im Hinblick auf seine guten Eigenschaften hinsichtlich der Feuersicherheit, vor allen Dingen aber wegen der durch Versuche und Praxis erhärteten Eigenschaft der schlechten Wärmeleitung wird man in der Tat bei Verwendung von Eisenbeton zu Brandmauern mit geringeren Stärken auskommen, wie z. B. bei dem sonst vortrefflichen Ziegelmauerwerk, aber man muß sich doch auch hüten, auf Grund von Versuchen an Bauteilen oder Versuchsgebäuden ohne weiteres zu weitgehende Folgerungen zu ziehen. Jedenfalls wird man es weder der Baupolizei, noch der Feuerversicherung verargen können, wenn sie etwas vorsichtig sind und erst die Erfahrungen einer längeren Praxis bei wirklichen Großbränden abzuwarten wünschen, ehe sie so weit gehen in der Verminderung der Wandstärken, wie es manche Eisenbetontechniker für zulässig erachten. Es ist auch hier wieder an das zu erinnern, was auf S. 15 und 16 gesagt worden ist. Dem sei noch hinzugefügt, daß z. B. bei den Versuchen von Professor Gary mit Eisenbetongebäuden von 8 cm Wandstärke Risse in den Wänden aufgetreten sind, die bei einem Großfeuer unter Umständen doch recht verhängnisvoll werden könnten; ist doch, und zwar vermutlich durch Funkenübergang, durch einen solchen Riß außen an einem Gebäude angelagerte Holzwolle in Brand geraten.[3]) Auch die Ausspülung mürbe gewordenen Betons durch Löschwasser auf mehrere Zentimeter Tiefe und die Freilegung der Eiseneinlagen, die vorkommen, warnen vor allzu großer Verringerung der Wandstärke wichtiger Wände; überdies aber muß z. B. der Feuer-

[1]) Specifications of the Chicago Board of Underwriters.
[2]) B. u. E. 1910, S. 346.
[3]) Professor Gary, „Brandproben an Eisenbetonbauten“. Berlin 1911. S. 15. Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 11.

versicherer damit rechnen, daß bleibende Formänderungen an Wänden für ihn in Gestalt von Schadenersatzansprüchen zum Ausdruck kommen, auch wenn die Wand sonst weiter brauchbar ist und auch wenn sie dem Fortschreiten des Feuers Einhalt getan hat. Die im einzelnen Falle erforderliche Wandstärke dürfte, streng genommen, unbeschadet der statischen Forderungen auch aus bloßen Gründen der Feuersicherheit abhängen von der Größe der gefährdeten Wandfläche und von der zu erwartenden Heftigkeit und Dauer des Brandes. Hierfür kann man aber keine allgemeine Regel im voraus aufstellen, sondern muß die bei verschiedenen Arten von Gebäuden eintretenden Erfahrungen abwarten. Immerhin wird man den Brandmauern aus Eisenbeton so viel Zutrauen schenken dürfen, daß man sich unbedenklich der amerikanischen Auffassung, die in der Regel 20 cm Mindeststärke bei Fabrikbauten für Brandmauern ausreichend hält, annähern kann. Im Hinblick auf die wirtschaftliche Bedeutung der Feuerversicherung für den einzelnen Versicherungsnehmer wird man aber bei Errichtung von Neubauten gut tun, auf die lokalen Vorschriften der in Betracht kommenden Versicherungsanstalten Rücksicht zu nehmen, denn unter Umständen könnte die Ausführung einer Brandmauer in etwas größerer Stärke, als vielleicht unbedingt notwendig wäre, immerhin rentabler sein als die Ausführung in der schwächsten technisch zulässigen Dimension bei Zahlung hoher Versicherungsprämie. Während nämlich die Feuerversicherung annimmt, daß eine vollkommene Brandmauer die Übertragung eines Feuers von einem Gebäude auf das andere gänzlich ausschließt, wird dies bei Brandmauern, die von den oben erwähnten Vorschriften abweichen, nicht angenommen, und der Einfluß der Nachbargefahr macht sich dann bei der Prämienfestsetzung unter Umständen sehr erheblich geltend. Die Verminderung der Schutzwirkung ist allerdings nicht immer sehr erheblich, wenn lediglich die Mindeststärke etwas geringer ist, als sie sein soll, sofern nur die Brandmauer ganz öffnungslos ist oder höchstens im Erdgeschoß und den darunterliegenden Geschossen Öffnungen aufweist, die mit feuersicheren Verschlüssen ausgerüstet sind. Als Öffnungen kommen dabei aber selbstverständlich nicht nur Türen und Fenster, sondern alle Durchbrechungen der Wände in Frage, die dem Feuer, dem Rauch und der heißen Luft den Durchgang gestatten würden, also auch Öffnungen zum Materialtransport, Transmissionsöffnungen usw. Der Wert der Brandmauer nimmt jedoch umsomehr ab, je mehr Öffnungen in ihr vorhanden sind, und er sinkt erheblich herab, wenn die Brandmauer nicht über das Dach hinausgeht und auch kein feuersicheres Dach oder eine feuersichere Decke, wie oben erwähnt, unmittelbar unter dem Dache vorhanden ist. Ferner ist zu berücksichtigen, daß der Wert einer Brandmauer illusorisch ist, wenn die beiden Gebäude im Winkel zueinander stehen und die Möglichkeit vorliegt, daß ein Brand, ungeachtet des Vorhandenseins der Mauer, an dieser vorbei durch Dachkonstruktionen, Fenster- und Türöffnungen und dergl. von einem Gebäude auf das andere übertragen werden kann. Letzteres wird vermieden, wenn bei Errichtung der im Winkel zueinander stehenden Umfassungswände der aneinandergrenzenden Gebäude die Brandübertragungsgefahr durch Vermeidung von einander nahe gegenüberliegenden Öffnungen oder durch feuersicheren Schutz derselben beseitigt wird. Es kann hier nicht auf alle Variationen in der Beschaffenheit einer Brandmauer eingegangen werden, sondern es muß im einzelnen Falle nicht nur an Hand der lokalen Bauvorschriften, sondern vor allen Dingen auch an Hand der versicherungstechnischen Vorschriften geprüft werden, was bei der Ausführung von Brandmauern zu berücksichtigen ist, auch wenn keine vollkommenen Brandmauern ausgeführt werden können. Den Rat erfahrener Feuerversicherer in solchen Fällen einzuholen, kann man nur empfehlen.

Bei solchen Umfassungswänden, die nicht bestimmt sind, als ausgesprochen feuersichere Trennungen benachbarter Gebäude zu dienen, werden die sich aus den statischen oder architektonischen Anforderungen ergebenden Abmessungen wohl meistens auch hinsichtlich der Feuerbeständigkeit genügen, wenn nur der Schutz der Eiseneinlagen und die Beschaffenheit des Betons eine gute ist.

Auch für die einfachen Scheidewände innerhalb der Gebäude gibt es, was Feuersicherheit betrifft, keine Vorschriften von allgemeiner Geltung; es hängt sehr davon ab, welche Wichtigkeit die einzelne Scheidewand hat und welche Art von Lokalen sie trennt. An sich ist es sehr erwünscht, wenn ein Gebäude im ganzen oder in einzelnen Stockwerken durch Scheidewände geteilt wird, weil diese die Gefahr der Brandausbreitung mindern. Einen wesentlichen Wert für die Feuersicherheit haben Scheidewände aber nur dann, wenn die in ihnen befindlichen Öffnungen mit feuersicheren Verschlüssen versehen sind. Die Stärke der Wände ist natürlich auch von Bedeutung, aber in Rücksicht auf das, was über den Eisenbeton als Baumaterial im allgemeinen gesagt worden ist, braucht man nicht ängstlich zu sein; man kann auf 7 bis 8 cm Stärke sehr wohl herabgehen, wenn es sich nicht um Wände von größerer Ausdehnung handelt oder um solche, die besonders heftigem Feuer ausgesetzt sein könnten. Selbstverständlich muß man bei schwachen Wänden auch mit anderen Wärmewirkungen durch die Wand hindurch rechnen als bei starken und kann nicht verlangen, daß eine leichte Scheidewand die Wirkung einer Brandmauer ausübt.

Häufig braucht man zur Herstellung von Raumabteilungen, die später vielleicht wieder geändert werden müssen, nur einem momentanen Bedarf entsprechen oder aber erst nach Ausführung des Baues noch nachträglich anzubringen sind, Wände, die bequem einzubauen sind und doch eine angemessene Widerstandskraft gegen Feuer besitzen. In dieser Beziehung sind zu nennen: die Rabitzwände, die Wände aus Zementdielen und Gipsdielen, außerdem bekanntlich auch die Wände aus sogenannten Schwemmsteinen, die alle für derartige konstruktiv nicht sehr bedeutsamen Zwecke ganz gute Dienste leisten. Die mechanische Haltbarkeit solcher Wände ist aber eine ziemlich beschränkte und kommt derjenigen schwacher Eisenbetonwände nicht gleich. Das fällt insbesondere bei größeren Abschlußflächen ins Gewicht, bei denen der Druck, welchen die bei einem Brand sich entwickelnden Gasmengen ausüben, verhängnisvoll werden kann, wie sich dies bei dem Brand des Theaters des Westens in Berlin am 25. August 1912 ergeben hat, bei dem die Ausbreitung des Feuers aus dem Bühnenraum nach dem Zuschauerraum in erster Linie verschuldet worden ist durch den Zusammenbruch der sogenannten Schürze, das ist die Abschlußwand über der Bühnenöffnung in der eigentlichen Trennungswand zwischen Bühnenhaus und Zuschauerraum; diese fragliche Schürze war als Rabitzwand ausgeführt.

## 2. Decken.

Die Konstruktion der Decken ist für die Feuersicherheit eines Gebäudes von großer Bedeutung, und zwar umsomehr, je größer seine Stockwerkzahl ist, denn bei leicht zerstörbaren Decken ist in jedem ernstlichen Brandfall ein völliger Verlust des Gebäudes und des Inhaltes zu befürchten. Je größer die Zahl der Stockwerke ist, desto mehr Werte sind in einem Gebäude angehäuft, desto schwieriger werden Rettungsmaßregeln, desto mehr gefährdet sind besonders die in den oberen Räumen befindlichen Menschen.

Feuersichere Decken bewirken eine Trennung der Geschosse voneinander in einem solchen Maße, daß ein Brand sich wenigstens nicht durch die Decke fortpflanzen kann,

und wenn sie stark genug ausgeführt sind, vermögen sie auch den Zusammenbruch des Gebäudes zu verhüten; sie vermindern ferner die Quantität der in einem Bau enthaltenen verbrennlichen Konstruktionsteile; damit wird die Gefahr der Inbrandsetzung des Gebäudes selbst vermindert, vor allen Dingen aber die Gefahr der Brandausbreitung und Schadenhöhe weiter beschränkt.

Ganz aufzuhalten vermögen feuersichere Decken die Verbreitung eines Feuers von einem Geschoß zum anderen nicht in allen Fällen, denn es ist immer daran zu denken, daß das Feuer seinen Weg durch die Fenster der Geschosse von einem zum anderen Geschoß finden kann, zumal auch noch unglückliche Zufälle, wie das Offenstehen von Fenstern, die Entwicklung von Stichflammen, ungünstige Windrichtung u. dergl. von Einfluß sein können. Hiergegen kann man sich nur durch feuersichere Fenster schützen, die entweder nicht geöffnet werden können oder mit Vorrichtungen versehen sind, die einen selbsttätigen Schluß der geöffneten Teile im Brandfalle herbeiführen.

So weit pflegt man aber wohl nur in seltenen Fällen zu gehen, wenn man außergewöhnlich gefährliche Räume abtrennen will. In der Regel setzt man voraus, daß eine feuersichere Decke zwischen zwei Geschossen einen so ausreichenden Schutz bietet, daß bei rechtzeitigem Einsetzen von Löschmaßnahmen das Weitergreifen eines Brandes von Stockwerk zu Stockwerk wenn nicht ganz verhindert, so doch erheblich eingeschränkt werden kann.

Von einer feuersicheren Decke verlangt man vor allen Dingen, daß sie, abgesehen von ihrer substanziellen Feuersicherheit, öffnungslos ist oder nur Öffnungen aufweist, die feuersicher geschützt sind, und ferner, daß auch die außerhalb der Decke befindlichen Tragkonstruktionen vollkommen feuersicher hergestellt sind. Es müssen also bei den feuersicheren Decken alle Durchbrechungen zu Kommunikationszwecken, zur Lichtzuführung, zur Ventilation, zur Kraftübertragung u. dergl. m. entweder ganz vermieden werden, oder aber die von einem Geschoß zum anderen Geschoß durch die Decken hindurch hergestellte Verbindung muß gegen die Räume, welche sie verbindet, feuersicher abgeschlossen sein. Man hat also feuersichere Schächte, Kanäle, feuersichere Oberlichter u. dergl. vorzusehen.

Ferner müssen, wenn neben Steinmaterial Eisen zur Verwendung kommt, und das ist heutzutage bei feuersicheren Decken überwiegend der Fall, die Eisenteile durch hinreichende Umhüllung mit unverbrennlichen, die Wärme schlecht leitenden Materialien vor den Wirkungen des Feuers geschützt werden. Auf die Ausdehnung der Konstruktionen durch die Wärme ist nach Befinden gebührend Rücksicht zu nehmen. Der Eisenbeton eignet sich vorzüglich zur Herstellung feuersicherer Decken; man kann unbedingt sagen, daß bei sachgemäßer Anordnung aller Einzelheiten Eisenbetondecken in bezug auf Feuersicherheit durch keine andere Bauweise übertroffen werden. Allerdings muß das, was auf S. 15 und 16 hinsichtlich der Einbettung der Eisen gesagt ist, und das, was sich aus Tabelle 3 auf S. 12 in bezug auf die Wärmeleitung des Betons sonst ergibt, wohl berücksichtigt werden. Es werde deshalb hier nochmals hervorgehoben, daß man bei den Feuerwirkungen nur einseitig ausgesetzten Deckenplatten eine das Eisen schützende Betonschicht von 2,5 cm Stärke vorsehen sollte, während man bei den auf drei Seiten ausgesetzten Tragbalken und bei den auf den ganzen Umfang ausgesetzten Säulen auf 5 cm Schutzschicht halten sollte, wobei allerdings nachträglich aufgebrachter Verputz etwas mitrechnen kann. Es ist sehr wichtig, gerade die Haupttragkonstruktionen der Decken bei der Anordnung des Feuerschutzes besonders zu berücksichtigen, denn es hängt außerordentlich viel davon ab, daß sie im Feuer unverändert bleiben. Hierbei muß man sich immer vergegenwärtigen, daß die Decken der

Wirkung der Hitze mehr ausgesetzt sind als Umfassungswände, und daß ferner die im Inneren der Gebäude stehenden Säulen sich mitten im Brandherd befinden können. Selbstverständlich wird man der Benutzungsweise der Räume, welche die Decken abschließen, auch Rechnung tragen müssen, und man wird infolgedessen bei einem feuergefährlichen Fabrikbetrieb, bei Vorhandensein großer Mengen brennbarer Stoffe anders vorgehen als bei Wohnhausanbauten, bei Lagern unverbrennlicher Materialien u. dergl. m. Auch die örtlichen Löschverhältnisse können auf die konstruktiven Dimensionen, soweit es die Feuerversicherung angeht, Einfluß haben, denn man wird, wenn rasche und energische Löschhilfe, z. B. durch eine Berufsfeuerwehr, zu erwarten ist, im allgemeinen mit einer beschränkten Branddauer rechnen dürfen. Die voraussichtliche Branddauer ist natürlich auch von Einfluß auf die Abmessungen der Eisenbetonteile. Aus allen diesen Gründen ist es schwer, für die Dicken der Eisenbetondecken feste Regeln aufzustellen, zumal die mit Eisenbetondecken angestellten Brandversuche keineswegs ein vollkommen abschließendes Urteil zulassen, und auch über die Erfahrungen, die bei Bränden gemacht worden sind, noch kein völlig genügendes, hinreichend vielseitiges Material vorliegt.



Abb. 4. Beschädigung der Deckenbalken durch Feuer im Geschäftshaus Esders in Dresden. 13. August 1911.

Versuche,[1]) die vom British Fire Prevention Committee angestellt worden sind, haben z. B. ergeben, daß Coignetdecken von 15,2 cm Plattenstärke, 4,57 m Spannweite und 2,26 bezw. 1,75 m Abstand der Tragbalken bei ungefähr 3,8 bis 4,5 cm Dicke der schützenden Betonschicht einem Feuer von $2^1/_2$ bezw. 4 Stunden gut standhielten bei Temperaturen, die sich zwischen 527 und 452° einerseits bei Beginn des Brandes und 1004 bezw. 982° anderseits am Schluß des Versuches bewegten, also nicht ausnehmend hoch waren. Wie sehr aber Umstände, die nicht immer vorherzusehen sind, eine Rolle spielen, ergibt sich daraus, daß die eine der Decken trotz der kürzeren Probezeit eine sehr starke bleibende Durchbiegung, nämlich 13,8 cm aufwies, was bei einer Spannweite von 4,57 m und 1300 kg Belastung für 1 m² schon recht empfindlich genannt werden muß, während bei dem anderen Versuch trotz vierstündiger Dauer und doppelter Gesamtfläche der Decke, allerdings bei etwas niedrigeren Temperaturen, sich eine bleibende Durchbiegung von nur 4,4 cm ergab.

[1]) Red Books of the British Fire Prevention Committee bezw. The Fire Resistance of Floors being Tabulated Results, London 1911, Nr. 106 u. 112.

Weiter ist hier zu verweisen auf die schon mehrfach erwähnten Versuche von Professor Gary, bei denen sich Decken von 5×4 m Gesamtfläche mit zwei in der Längsrichtung je in 1,1 m Abstand von der Mitte laufenden Tragrippen und zwei inmitten letzterer angeordneten Stützen bei 8 cm Stärke der Deckenplatte und nur 0,5 bezw. 1,5 cm Überdeckung der Eiseneinlagen relativ gut bewährten. Die Belastung der Decken betrug 500 kg für 1 m², die bleibenden Durchbiegungen waren 2,8 bis 6,8 cm; die kurze Versuchsdauer und die verhältnismäßig langsam gesteigerte, nur kurze Zeit über 1000° anhaltende Hitze sind allerdings mit in Rechnung zu ziehen, und deshalb sollte man, wenn größerer Feuersgefahr zu begegnen ist, in der Praxis nicht mit so knappen Abmessungen bei feuersicheren Decken rechnen. Es ist hier auf das schon bei Besprechung der Wände S. 18 Gesagte zu verweisen und daran zu erinnern, daß nach Tabelle 3, S. 12 die Hitze selbst Betonschichten von 17 cm Stärke innerhalb der bei Bränden vorkommenden Dauer in einem Maße durchdringen kann, daß auch auf der dem Feuer abgewandten Seite einer Decke Schäden entstehen können. Bei einem Brande in Dresden am 13. August 1911, der das aus Eisenbeton erbaute Geschäftshaus von Esders betraf[1]) und in einem geräumigen Tuchlager des zweiten Obergeschosses entstanden war, haben allerdings Decken von 9 cm Stärke trotz scheinbar heftigen Feuers, abgesehen von einigen mehr oberflächlichen Beschädigungen an Tragbalken, an denen allerdings stellenweise die Eiseneinlagen bloßgelegt wurden (Abb. 4), nicht nur vollkommen standgehalten, sondern auch eine übermäßige Verbreitung der Hitze nach dem über dem Brandherd liegenden Geschosse verhindert, so daß dort Möbel und Teppiche liegen bleiben konnten. Aber auch hier kam in Betracht, daß erstens der Brand verhältnismäßig rasch gelöscht wurde und zweitens auf der Betondecke noch Parkett lag, so daß die schlecht wärmeleitende Schicht unter Berücksichtigung des Parketts zu messen wäre. Die Decke war übrigens durch und durch



Abb. 5. Decke über dem vom Brande betroffenen Dachgeschoß des Werkstättenhofes in Wien. 8. Januar 1913.

[1]) B. u. E. 1911, S. 353.

sehr heiß geworden. Immerhin wird man diese Erfahrungen als Anhaltspunkte benutzen können und etwa 9 bis 10 cm Stärke als die untere Grenze der Dicke feuersicherer Decken ansehen dürfen, wenn nur geringe Gefahr vorliegt.

Daß bei intensiven Bränden die Sache aber nicht immer so glimpflich abläuft, wie es nach vorstehender Schilderung beim Brande des Geschäftshauses von Esders in Dresden der Fall gewesen ist, beweist der Brand, welcher im Jahre 1913 ein Werkstättengebäude in Wien im Dachgeschoß betroffen hat. In einer Holzverarbeitungswerkstatt sind, und zwar unmittelbar unter der Decke, zum Trocknen auf einer Hängebühne liegende Holzvorräte in Brand geraten. Dort, wo der Brand unmittelbar gewütet hat, ist die Decke im allgemeinen schwer beschädigt worden und haben besonders die Haupttragkonstruktionen so gelitten, daß die Decke wohl eingestürzt wäre, wenn nicht



Abb. 6. Decke über dem vom Brande betroffenen Dachgeschoß des Werkstättenhofes in Wien. 8. Januar 1913.

bloß die Last des darüber befindlichen Preßkiesdaches auf ihr gelegen hätte. Es sind erhebliche Betonabsprengungen an den Haupt- und Nebenbalken vorgekommen, so daß die Eisen auf größere Strecken bloßgelegt wurden. Durchbiegungen bei den Balken bis zu 12 cm auf 6,37 m Spannweite und bei einem Hauptunterzug von 6 cm bei 6 m Spannweite beweisen, daß die Tragkonstruktionen erheblich nachgegeben haben. Die Abb. 5 u. 6 zeigen die Decke nach dem Brande. Abb. 5 läßt erkennen, daß der vom Brandherde abgelegene Teil wenig gelitten hat. Die Säule unter dem Hauptbalken ist nur oben geringfügig durch Loslösung des Betons beschädigt; dagegen mußte, wie Abb. 5 u. 6 zeigen, der unmittelbar vom Brande betroffene Deckenteil gepölzt werden, und besonders Abb. 6 läßt erkennen, wiedie Balken mitgenommen sind. Bemerkenswert ist noch, daß die Dicke der Betonschicht über den Eiseneinlagen bei den Balken 3 cm, bei den Deckenplatten $1^1/_2$ cm betrug und daß der Beton ein poröses Gefüge hatte,

ferner daß bei den besonders hart betroffenen Balken die Bügel teilweise fehlten. Weitere Abbildungen und Erläuterungen sind in der unten angegebenen Quelle zu finden.[1])

Trotz der verhältnismäßig starken Beschädigung der Decke über dem Brandherd muß aber doch berücksichtigt werden, daß bei einer verbrennlichen Deckenkonstruktion wahrscheinlich ein weit größeres Unglück eingetreten wäre, daß voraussichtlich eine größere Ausdehnung des Brandes schwer zu verhüten gewesen wäre und daß sich dem vollen Zusammenbruch des Daches eine weitergehende Zerstörung des Gebäudes sehr wahrscheinlich angeschlossen hätte. Auch bei sogenannten feuersicheren Decken anderer Art als Eisenbeton kommen unter Umständen schwere Defekte vor, wenn nämlich der Schutz des Eisens nicht hinreichend ist, oder nicht ganz zuverlässig angebracht wurde. Abb. 7 zeigt eine Hohlziegeldecke mit Eisenkonstruktion nach dem Brande des Continental Trust Building in Baltimore 1904.

Im allgemeinen haben sich die Eisenbetondecken mit vollwandigen Platten, Tragbalken und Säulen, von nicht ausschlaggebenden Ausnahmen abgesehen, zum mindesten so weit bewährt, daß sie das Feuer nicht direkt durchdringen ließen und ihren Zusammenhang im ganzen bewahrten, wennschon sie mehr oder weniger reparaturbedürftig wurden, teils wegen Betonabsprengungen und Bloßlegung von Eisen, teils wegen der chemischen Veränderung der äußeren Betonschichten durch die Hitze und Auswaschen einzelner Stellen durch das Löschwasser. Dagegen muß man bei Decken mit fachwerkartigen Konstruktionen aus Eisenbeton mit einem allgemein günstigen Urteil noch zurückhalten und die Erfahrungen der Praxis abwarten. Ein Versuch des British Fire Prevention Committee[2]) an einer Visintinidecke endete mit einem Mißerfolg, wennschon dieser nicht für das Konstruktionsprinzip an sich entscheidend zu sein braucht, sondern nur für die Anordnung im besonderen Falle.



Abb. 7. Hohlziegeldecke im Continental Trust Building.

Die Widerstandskraft einer Decke gegen die Einwirkung des Feuers ist aber nicht das einzige, was man bei der Möglichkeit von Schäden, die sich auf mehr als ein Geschoß erstrecken, berücksichtigen muß, vielmehr kommt, zwar weniger für die Sicherheit der Personen, aber desto mehr für die Höhe des wirtschaftlichen Schadens in Betracht, daß das Löschwasser nicht durch die Decken dringt. In dieser Beziehung hat man mit den Beton- und Eisenbetondecken keineswegs nur gute Erfahrungen gemacht, sondern nicht selten recht schlechte, indem dieselben Löschwasser in erheblichem Maße durchließen. Einerseits mögen in den Decken Risse oder Undichtigkeiten von Haus aus vorhanden gewesen sein, anderseits muß man, wie schon früher erwähnt, besonders bei Fabrikanlagen damit rechnen, daß die Decken unter der Einwirkung

[1]) B. u. E. 1913, Heft III.
[2]) Red Books of the British Fire Prevention Committee Nr. 78.

der Tätigkeit von Maschinen rissig werden. Die Wasserdichtigkeit des Betons auf chemischem Wege durch Seifenzusätze usw. zu vervollkommnen, ist man in der Neuzeit nicht ohne Erfolg bestrebt gewesen. Die Zerklüftung durch mechanische Einwirkung würde damit aber auch nicht aus der Welt geschafft, und im allgemeinen wird man mit einer hinreichenden Wasserdichtigkeit der Decken nur rechnen können, wenn dieselben einen wasserdichten Fußbodenbelag bekommen, z. B. einen Linoleumbelag, der sich ganz gut bewährt hat,[1]) oder wenn die Decken sorgfältig getäfelt sind. Nicht ohne Bedeutung ist auch die Ansammlung von Wasser auf den Decken, besonders dann, wenn die Feuerwehr genötigt ist, sehr viel Wasser zu geben, um leicht und intensiv brennbare Stoffe abzulöschen. Je höher die Wasserschicht ist, die sich auf der Decke bildet, desto mehr wird natürlich die Durchlässigkeit sich geltend machen. Unter Umständen ist daher am Platze, für eine Entwässerung der Decken derart zu sorgen, daß sich ansammelndes Löschwasser von selbst abfließt.

Die Einteilung in Felder, welche die Betondecken ausgedehnterer Räume durch die Tragkonstruktion erfahren, ist nach zwei Richtungen hin von Bedeutung: erstens sind tief herabgehende Rippen bis zu einem gewissen Grade ein Hindernis für die rasche Verbreitung eines Brandes, weil sie der Abströmung heißer Gase an der Decke Widerstand bieten; zweitens aber können, wenn die modernste Art des Feuerschutzes, nämlich die Einrichtung selbsttätiger Feuerlöschbrausen-Anlagen beabsichtigt ist, wie das bei feuergefährlicheren Fabrik- und Lagergebäuden, Warenhäusern und dergl. in der Neuzeit häufiger vorkommt, die Deckeneinteilungen durch Tragkonstruktionen sehr erheblich auf die Kosten solcher Anlagen einwirken. Die Kosten hängen ab von der Zahl der anzubringenden Brausen, und diese wiederum ist bestimmt bis zu einem gewissen Grade durch die Abmessungen der Deckenfelder. Es sei deshalb hier auf das später über die selbsttätigen Feuerlöschbrausen- oder Sprinkler-Anlagen Gesagte schon hingewiesen.

### 3. Fußböden.

Die Bedeutung des Fußbodens ist schon gestreift worden durch die Erwähnung des Linoleums als wasserdichten Deckenabschluß. Die Beschaffenheit des Fußbodens hat aber auch sonst noch eine erhebliche Bedeutung, weil Fußböden aus verbrennlichem Material, also vor allen Dingen hölzerne Fußböden, für die Verbreitung eines Brandes in einem Stockwerk wichtig sind; ganz besonders ist dies der Fall, wenn es sich um weiches Holz handelt und wenn der Fußboden hohl liegt. In Räumen, die möglichst feuersicher sein sollen, muß man also verbrennliche Fußböden vermeiden. Bei Fabriken, unter Umständen auch bei Speichern, spielt überdies die Aufsaugung brennbarer Flüssigkeiten oder Lösungen brennbarer Stoffe durch den Fußboden eine Rolle; im Brandfalle vergasen solche Stoffe, und dann steht der Fußboden in Flammen, was auch die Haltbarkeit der Decke mehr oder weniger beeinflussen wird. Dem läßt sich freilich nicht immer vollständig vorbeugen; aber durch möglichst dichte Herstellung eines an sich unverbrennlichen Fußbodens läßt sich doch viel erreichen. Holz ist in solchen Fällen natürlich ganz ungeeignet.

### 4. Innerer Ausbau.

Auch sonst muß man bei der Beurteilung der Feuersicherheit eines Bauwerks bedenken, daß nicht nur Wände, Decken und sonstige Hauptkonstruktionsteile maßgebend sind, sondern daß der ganze innere Ausbau, der erforderlich ist, um die Räume

[1]) Brand des Geschäftshauses Esders in Dresden, S. 23. s. a. B. u. E. 1911, S. 353.

ihrem besonderen Zweck dienstbar zu machen, eine erhebliche Rolle spielt. Hölzerne Wandverkleidungen, Behältnisse aus Holz und anderen brennbaren Stoffen können das Urteil über die Feuersicherheit wesentlich beeinflussen.

Es ist hier auch der Ort, auf die Größe der Grundflächen einheitlicher Räume hinzuweisen. In vielen Fällen erfordern die modernen Bedürfnisse der Industrie und des Handels Räume von großer Grundfläche. Solche Räume sind in Hinsicht auf Feuersicherheit ungünstig, denn die Gefahr der großen Ausbreitung eines Brandes und der Höhe der durch ihn verursachten Schäden wächst im allgemeinen mit der Größe der Grundflächen der Räume. Leider ist es häufig nicht möglich, die Zergliederung sehr großer Räume in eine Anzahl solcher von mäßiger Größe durch Einziehung von Wänden zu erreichen; dann soll man sich aber wenigstens daran erinnern, daß die Verbreitung der Hitze besonders unter der Decke hin erfolgt, und in vielen Fällen wird man es durchsetzen können, daß Deckenrippen angeordnet werden können, die, selbst feuersicher ausgeführt, sich von der Decke 1 m senkrecht nach abwärts erstrecken sollten. Solche Deckenrippen sind, wenn auch kein Ersatz für Wände, so doch von großem Wert. Häufig wird man sie in Verbindung mit der Tragkonstruktion ohne Schwierigkeiten anordnen können.

## 5. Dächer.

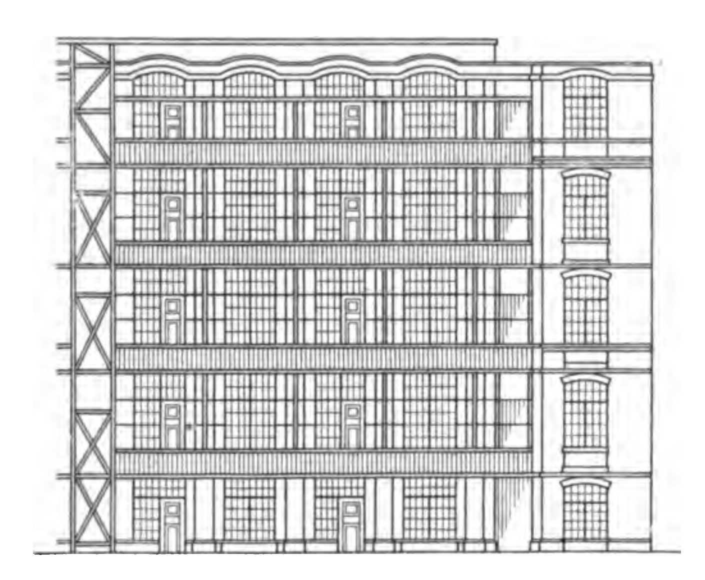
Eine besonders wichtige Decke jedes Gebäudes ist die an der höchsten Stelle befindliche, das Dach. Dachräume und Dachstühle sind aus mancherlei Gründen, die hier nicht erst erörtert werden sollen, weil sie wohl allgemein bekannt sind, häufigen Bränden ausgesetzt. Ein feuersicheres Dach ist also ein unbedingtes Erfordernis, wenn ein Gebäude im ganzen feuersicher sein soll. Wie das feuersichere Dach konstruiert sein muß, das hängt allerdings sehr wesentlich von der Benutzung des Raumes unter dem Dache ab. Wenn sich in diesem Raume brennbare Sachen in solcher Menge befinden, daß ein größerer Brand entstehen kann, dessen Wärmeentwicklung dem Eisen verhängnisvoll werden könnte, dann darf die Dachkonstruktion keine nicht feuersicher ummantelten, wichtigen, tragenden Eisenkonstruktionen enthalten. Wenn man diese Regel übersieht, kann man große Enttäuschungen hinsichtlich der Feuersicherheit eines Bauwerks erleben, denn der Zusammenbruch eines eisernen Dachstuhls wird unter Umständen nicht nur im eigentlichen Dachgeschoß einen gewaltigen Schaden verursachen, sondern durch weitergehende Zerstörungen diesen Schaden auch noch auf darunter befindliche Geschosse ausdehnen. Es ist nicht unrichtig, wenn manche Sachverständige erklärt haben, daß ein hölzerner Dachstuhl bei angemessen starker Ausführung einem eisernen Dachstuhl ohne feuersichere Umhüllungen vorzuziehen ist. Eisenbetondächer können nun aber glücklicherweise sehr leicht so ausgeführt werden, daß sie allen Anforderungen genügen, indem man einfach die schon früher erörterten Regeln anwendet. Dabei ist noch zu berücksichtigen, daß, sofern nur das Eisen gegen die Erhitzung von unten oder von der Seite her hinreichend geschützt ist, die eigentlichen Dachflächen keineswegs immer so stark zu sein brauchen wie bei den Zwischendecken, denn ein Durchdringen der Wärme kann hier weniger Schaden anrichten, da das Dach von oben her gut abgekühlt wird bezw. mit Löschwasser bestrichen werden kann.

## 6. Geschoßverbindungen, Treppen, Aufzugschächte.

Von der Wichtigkeit der Feuersicherheit der zur Verbindung der einzelnen Stockwerke eines Gebäudes dienlichen baulichen Anlagen ist schon bei der Besprechung der

Decken hingewiesen worden. Es ist aber erforderlich, hier noch etwas näher darauf einzugehen. Die Treppenanlagen können einerseits zur Ausdehnung eines Brandes, zur Verbreitung von Rauch und Hitze sehr viel beitragen, anderseits sind sie für die Rettung von Menschen und Werten, für die Bekämpfung des Brandes von außerordentlicher, häufig nicht gebührend gewürdigter Wichtigkeit. Was das Material zur eigentlichen Treppenanlage betrifft, so ist hier nur das über die verschiedenen Baumaterialien schon Gesagte zu beachten, und es genügt, zu betonen, daß keineswegs jede steinerne Treppe eine feuersichere Treppe ist; absolut nicht feuersicher sind z. B. Treppen und Stufen aus Granit oder Marmor; hölzerne Treppen sind zwar brennbar, aber wenn sie zweckmäßig angelegt und an der Unterseite gut verputzt sind, immer noch besser wie Steintreppen aus ungeeignetem Material oder nicht feuersicher umhüllte eiserne Treppen. Die Treppenanlagen aus gut gebrannten Ziegeln, Eisenbeton und anderem feuerbeständigen Steinmaterial sind die einzigen wirklich feuersicheren.

Treppen, welche verschiedene Stockwerke offen verbinden, also bei Fabriken oder Speichern innerhalb der Arbeits- und Lagerräume liegen, sind möglichst zu vermeiden, d. h. man soll alle Treppen, auch Nebentreppen, in feuersicher abgeschlossene Treppenräume bezw. Treppenhäuser verlegen.



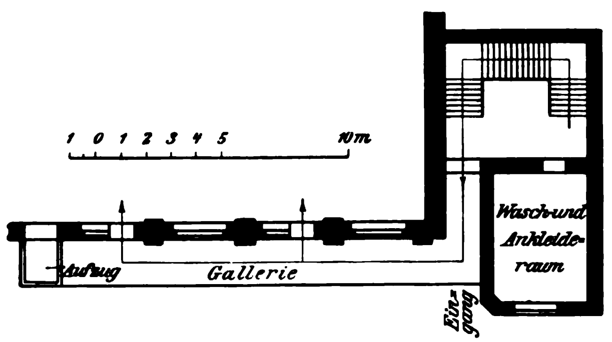



Abb. 8. Feuersichere Treppenanlage in der Spinnerei von C. Delius in Aachen.

Der feuersichere Abschluß eines Treppenhauses von den übrigen Teilen des Gebäudes wird nicht schon erreicht durch Anwendung massiver Trennungswände, sondern es ist erforderlich, daß auch Türen und Fenster, die vom Treppenhaus ins Innere des Gebäudes führen, feuersicheren Verschluß bekommen. Weiter ist besonders darauf zu achten, daß der Treppenraum bezw. das Treppenhaus gegen das Dachgeschoß feuersicher abgeschlossen ist und nicht etwa offen im Dach mündet, weil hierdurch die so sehr gefährliche Kaminwirkung und damit die Möglichkeit der raschen Verbreitung eines Feuers wieder hervorgerufen wird, die man durch Abtrennung des Treppenhauses vermeiden will. Wichtig ist auch, daß Maßnahmen getroffen werden, um bei einem Brandfalle ins Treppenhaus gedrungenem Rauch Abzug verschaffen zu können. Hierzu dienen am höchsten Punkte anzubringende Ventilationseinrichtungen,

wegen deren auf die Sonderliteratur, vor allen Dingen auch auf das Buch von Dr. Reddemann, „Fürsorge gegen Feuersgefahr“ verwiesen werden muß. Es ist nicht überflüssig, darauf hinzuweisen, daß die Treppe auch im Keller gegen die Kellerräume abgeschlossen sein soll, damit nicht von einem Kellerbrand her das ganze Haus verqualmt wird.

Recht günstig zu beurteilen ist die besonders bei neueren Fabrik- und Lagerhausbauten zu findende, durch Abb. 8 veranschaulichte Anordnung, daß direkte Verbindungen des Treppenhauses mit den einzelnen Stockwerken ganz vermieden werden, indem wenigstens für den gewöhnlichen Verkehr die Treppe nur Türöffnungen nach außen am Gebäude liegenden Galerien besitzt, von denen aus erst die Stockwerke betreten werden können. Die dargestellte Treppenanlage ist ausgeführt in der Spinnerei der Firma C. Delius in Aachen.

Die Zahl der Treppen in einem Gebäude, ihre Abmessungen und ihre Lage hängen so sehr von den besonderen Verhältnissen ab, daß hierauf nicht näher eingegangen werden kann; auf alle Fälle soll man bei großen Gebäuden, in denen sich viele Menschen aufhalten oder große Werte in ausgedehnten Räumen untergebracht werden, in dieser Hinsicht nicht eine falsche Sparsamkeit walten lassen. Die lokalen baupolizeilichen Vorschriften geben für Bauten verschiedener Zweckbestimmungen gewöhnlich auch die erforderlichen Anweisungen in bezug auf die Einrichtung der Treppen; allgemeine Angaben findet man in dem schon erwähnten Buch von Reddemann, „Fürsorge gegen Feuersgefahr“.

Über Aufzugschächte, Lichtschächte und ähnliche Anlagen ist annähernd dasselbe zu sagen wie über Treppenhäuser; auch bei ihnen ist es ganz wesentlich, daß für guten Abschluß nicht nur in den Hauptstockwerken, sondern auch im Keller und im Dachboden gesorgt wird. Der Abschluß im Keller wird oft in seiner Bedeutung unterschätzt; es mag deshalb hervorgehoben werden, daß bei Brandausbruch im Dachraum schon Ansteckungen brennbarer Vorräte im Keller vorgekommen sind, indem aus dem Dachraum in den Aufzug hinabstürzende brennende Teile unten im Aufzug liegende Stoffe entzündeten und von diesen das Feuer auf den Keller übertragen wurde.

## 7. Gänge und Durchfahrten.

Neben den Treppen und Treppenhäusern sind auch die Gänge, welche den Verkehr zwischen den einzelnen Räumen eines Geschosses und innerhalb der Räume selbst vermitteln, wichtig als Rückzugs- und Angriffswege im Brandfalle. Überdies wirken bequeme und sichere Verbindungswege in einem Gebäude günstig auf die Meidung von Bränden ein, weil Aufsicht und Ordnung gefördert werden und die Möglichkeit zu Unglücksfällen vermindert wird. Die Helligkeit der Gänge bei Tage und gute gefahrlose Beleuchtung bei Dunkelheit ist dabei wesentlich. Feuersicher abgetrennte Gänge sind besonders zu erstreben bei Anlagen mit hoher Brandgefahr. Anordnung und Breite der Gänge sind abhängig von den Verhältnissen des einzelnen Falles; die lokalen Bauordnungen geben hierfür Anweisung. Im allgemeinen findet man als Mindestbreite 1,2 m vorgeschrieben. Dieses Maß sollte insbesondere auch für die Gänge nicht unterschritten werden, welche ohne Abtrennung innerhalb von Speicherräumen, Arbeitssälen usw. freigehalten werden sollen. Unter den Gängen haben eine ganz besondere Bedeutung diejenigen, welche den Verkehr zwischen mehreren Höfen eines Grundstücks vermitteln; das sind die Durchfahrten und Durchgänge. Sie sind für die Rettung der Menschen durch die Feuerwehr und für größere Löschangriffe außerordentlich wichtig.

Wenn schon die Baupolizeivorschriften die Regeln für die Anlage von Durchfahrten und Gängen enthalten und auf sie bei der Errichtung von Bauten in erster Linie Rücksicht genommen werden muß, so ist es doch gerade der Verschiedenheit der Ansichten wegen, welche die Baupolizeivorschriften wiedergeben, von Interesse, hier die Ansichten eines hervorragenden Feuerwehroffiziers über das Erfordernis von Durchfahrten anzuführen. Reddemann[1]) sagt, daß Durchfahrten in folgenden Gebäuden als notwendig erscheinen:

1. in denjenigen Gebäuden, deren dritte und noch höhere Obergeschosse der Hintergebäude nur vom Hofe aus zugängliche Wohnungen enthalten, welche nicht zwei unmittelbare, gesicherte und in entgegengesetzter Richtung erreichbare Ausgänge nach zwei notwendigen Treppen haben,

2. in denjenigen Gebäuden, wo im dritten oder den darüber befindlichen Geschossen des Hinterhauses Wohnungen liegen und wo in den unteren Stockwerken größere Werkstätten, Fabrikräume, Verkaufs- oder Lagerräume vorhanden sind, oder andere Räume, welche durch ihren Inhalt oder ihre Benutzung eine besondere Feuersgefahr mit sich bringen;

3. in denjenigen Gebäuden, welche im dritten oder den darüberliegenden Geschossen des Vorderhauses Wohnungen enthalten, deren Fenster lediglich nach dem Hof hinausgehen, in den vorstehend unter 1. und 2. genannten Fällen;

4. in denjenigen Gebäuden, deren Hinterhäuser im zweiten oder einem höheren Geschoß größere Räume enthalten, welche durch ihren Inhalt oder ihre Benutzung besonders feuergefährlich sind;

5. in denjenigen Gebäuden, wo nicht sämtliche von außen zugängliche Treppen, welche von unten bis zum obersten Vollgeschoß führen, bis ins Dachgeschoß fortgesetzt sind, wenn auch nur durch eine Nebentreppe.

Die Durchfahrten sind am besten durch feuersichere Decken und Wände abzuschließen; sie sollen wenigstens 2,7 m breit sein und wenigstens 2,75 m, besser 2,85 bis 2,9 m lichte Höhe haben. Übrigens bestimmen sich die Abmessungen nach den von der am betreffenden Orte vorhandenen Feuerwehr gebrauchten Geräten. Wenn bei einem Grundstück mehrere Höfe in Frage kommen, so sollen die Durchfahrten meistens in derselben Längsachse aufeinanderfolgen. Selbstverständlich muß darauf geachtet werden, daß die Höhenlage der Straßenoberfläche, Fußboden der Durchfahrt und Hofflächen so zueinander liegen, daß ohne Schwierigkeiten mit Fahrzeugen verkehrt werden kann. Eine ganze Reihe wichtiger Einzelheiten, die hier nicht aufgeführt werden können, sind sonst noch zu berücksichtigen und in der schon oben angegebenen Quelle zu finden.[2])

Die Durchgänge, lediglich zum Verkehr von Menschen bestimmt, sollen nach Reddemann eine Breite von $1^1/_4$ m mindestens erhalten, damit die Feuerwehr mit tragbaren Leitern bezw. Schiebeleitern hindurch kann; ihre lichte Höhe soll $2^1/_2$ m mindestens betragen.

Es ist sehr zu empfehlen, bei der Aufstellung von Bauprojekten, besonders bei umfänglicheren Anlagen mit größerer Feuersgefahr, die Ansicht der zuständigen Feuerwehrkommandos über die Anlage von Zugängen, Höfen u. dergl. einzuholen.

---

[1]) Fürsorge gegen Feuersgefahr bei Bauausführungen, S. 189 u. f. Berlin 1908.

[2]) Reddemann, „Fürsorge gegen Feuersgefahr bei Bauausführungen," S. 139 u. f. Berlin 1908,

## D. Feuersichere Türen und Fenster.

Nachdem im vorstehenden schon wiederholt auf die Wichtigkeit der feuersicheren Verschlüsse der Öffnungen in feuersicheren Wänden hingewiesen worden ist, muß den feuersicheren Türen und Fenstern nun eine kurze, besondere Besprechung gewidmet werden, wenn schon wegen Einzelheiten auf die Sonderliteratur verwiesen werden muß.[1]) Der Begriff der Feuersicherheit ist bei Türen und Fenstern immer nur ein solcher von eingeschränkter Gültigkeit; sie vermögen auch in sogenannter feuersicherer Ausführung an Widerstand gegen Feuer, an Schutz gegen Hitze und Rauchdurchgang nicht das gleiche zu leisten wie die öffnungslosen feuersicheren Wände, aber sie bewirken doch immerhin eine sehr erhebliche Herabsetzung der Gefahr der Brandausbreitung, vor allem dann, wenn nicht mit allzu intensiven und besonders wenn nicht mit zu lange dauernden Bränden zu rechnen ist, wenn baldige und gute Löschhilfe zu Gebote steht.

Daß einfache eiserne Türen keinen Anspruch darauf erheben können, feuersicher zu sein, braucht eigentlich kaum hervorgehoben zu werden; leider findet man aber auch bei neueren Bauten oft genug solche Türen an Stellen, wo man einem etwaigen Brande das Fortschreiten verwehren will. Die einfache eiserne Tür hat zwar die Eigenschaft, nicht selbst in Brand zu geraten und auf diese Weise ein Feuer verbreiten zu können, aber sie büßt schon bei Bränden von kurzer Dauer unter einigermaßen ungünstigen Umständen ihre mechanische Haltbarkeit bald ein und verbreitet durch Erglühen ein Feuer auch nach der dem Feuer abgewandten Seite. Die Haltbarkeit der einfachen eisernen Tür läßt sich allerdings durch sachgemäße Versteifungen, z. B. auch durch Anwendung von Wellblech, erhöhen, und wenn zwei solche einfache eiserne Türen, auf jeder Seite der Wand eine, angeordnet werden, dann ist eine Türöffnung ganz gut geschützt. Auch wenn die eiserne Tür doppelwandig ausgeführt ist mit Luftraum zwischen den Blechen, ist die Haltbarkeit im Feuer eine leidliche.

Als relativ vollkommenste feuersichere Türen im Sinne des modernen Feuerschutzes können nur solche Türen gelten, bei denen die Haltbarkeit nicht berührt wird von dem Erglühen und Weichwerden der dem Feuer, auf welcher Seite es auch entstehen mag, unmittelbar ausgesetzten Konstruktionsteile, weil die auf der dem Feuer abgewandten Seite befindlichen Konstruktionsteile die Haltbarkeit allein gewährleisten, indem sie gegen die Übertragung zu starker Wärme von der Brandseite her geschützt sind. Die Ausführungsformen der heute in den Vordergrund des Interesses stehenden, aus Eisen und schlecht wärmeleitenden feuerbeständigen mineralischen Stoffen bestehenden feuersicheren Türen lehnen sich alle an nachstehende, den Vorschriften der Deutschen Privat-Feuerversicherungs-Gesellschaften entnommenen Konstruktionsbedingungen an.

Die Tür muß bestehen aus einem gehörig versteiften Rahmen aus Formwalzeisen mindestens vom Profil 4 mit Doppelwandung aus Eisenblech von mindestens 0,7 mm Stärke, falls zur Erzielung der nötigen Steifheit der Tür nicht stärkeres Blech erforderlich ist, und einer Füllung zwischen den Blechen aus unverbrennlichem, nicht vergasendem, die Wärme schlecht leitendem Material von mindestens 20 mm Stärke. Werden derartige Türen unter Sicherung der erforderlichen Steifigkeit mit innerem Luftraum mit oder ohne Verwendung besonderer eiserner Innenkammern ausgeführt, so muß doch der Raum im Rahmen voll ausgefüllt werden mit Isoliermaterial, und die Dicke der feuerfesten Schichten unter den Außenflächen der Tür darf nicht geringer

[1]) Henne, „Einführung in die Gefahrenbeurteilung bei der Feuerversicherung“, Berlin 1910. — Hoch, „Feuerschutztüren“, Wien u. Leipzig. — Reddemann, „Fürsorge gegen Feuersgefahr“, Berlin. — Wendt, „Feuersichere Baumaterialien und Bauteile“, München. — Edwin O. Sachs u. Ellis Marsland, The Fire Resistance of Doors and Shutters“, London 1912 (Veröffentlichung des British Fire Prevention Committee).

als 5 mm bei Verwendung von Asbest und 10 mm bei anderem Material sein, während die Dicke der ganzen Türplatte nicht unter 3 cm betragen darf.

Man kann auch feuerfeste Türen herstellen, indem man auf Blechwandungen verzichtet und Platten aus feuerbeständigem, die Wärme schlecht leitendem Material, z. B. Beton mit Eiseneinlagen, in einen eisernen Rahmen einfügt. Solche Türen fallen aber schwer aus und haben sich meist nicht recht eingebürgert; auch treten an vielen solchen Türen, besonders bei häufigem wiederholten heftigen Zuschlagen, leicht Defekte auf.

Ferner gelangt man zu verhältnismäßig guten, wenn auch nicht gerade besten feuersicheren Türen, wenn man sorgsam gefertigte Holztüren von mindestens 40 mm Stärke, am besten aus Eichenholz mit einem allseitigen Beschlag von Eisenblech, welches nicht unter 0,7 mm dick sein sollte, versieht und dieses durch vollständig durchgehende Nietung befestigt, oder aber indem man die hölzernen Türen, wie es z. B. besonders in den Vereinigten Staaten von Nordamerika und in England vielfach Brauch ist, mit einer Weißblechhaut überzieht, die lose aufliegt und deren einzelne Platten durch Falzung und Lötung verbunden sind. Bei allen Türen mit Holzverwendung muß man aber damit rechnen, daß das Holz bei hoher Temperatur vergast, daß hierdurch auch eine luftdicht hergestellte Blechbekleidung aufgebläht und schließlich zum Zerplatzen gebracht wird, während bei nicht luftdicht aufliegenden Blechen die Gase ohnehin durch die Nähte hindurchdringen. Die Gase entzünden sich dann leicht auf der dem Feuer abgewandten Seite, es bilden sich Stichflammen, und die Wirkung der Tür ist hinfällig. So schlimm verläuft die Sache nun allerdings nicht in allen Fälllen, und es kann anerkannt werden, daß gerade mit einfachen, überall herstellbaren Holztüren mit Eisenbeschlag ganz gute Resultate erzielt worden sind. Ihre Daseinsberechtigung ist aber sehr vermindert, seitdem man gelernt hat, aus Eisen, Asbest und anderen Stoffen nicht zu schwere preiswerte feuersichere Türen herzustellen.

Die feuersicheren Türen werden sowohl als Schlagtüren, wie auch als Schiebetüren ausgeführt. Die Schlagtüren sind am besten nur in einflügliger Form zu verwenden, weil der korrekte Schluß zweier Flügel schwerlich immer zu erwarten steht.

Die zuverlässige, hinreichend feuerbeständige Aufhängung der feuersicheren Schlagtüren verdient Aufmerksamkeit, weil durch unsachgemäße Aufhängung der Effekt leicht in Frage gestellt werden kann. Die Bänder müssen hinreichend zahlreich und stark und mit der Türplatte gut vernietet sein. Die Angeln dürfen nicht, wie es leichtfertigerweise mitunter vorkommt, in Holzdübeln sitzen, sondern müssen ins Mauerwerk solid eingelassen oder auf eingemauerten Eisenschienen befestigt sein. Daß man eine feuersichere Schlagtür nicht in einen hölzernen Türrahmen einschlagen lassen darf, wenn der Zweck nicht vereitelt werden soll, ist zwar selbstverständlich, trotzdem wird dieser selbstverständlichen Vorschrift mitunter zuwidergehandelt. Die feuersichere Schlagtür muß in steinernen oder eisernen, dann aber auf Mauerwerk aufliegenden und gegen Verziehen durch die von einem Brande ausgehende Glut geschützten Falz schlagen. Bei einfachem, in die Umrahmung eingelassenem Falz muß die Türplatte die Türöffnung, abgesehen von der Schwelle, überall mindestens um 4 cm überdecken. Der Falz selbst soll 5 cm breit und tief sein. Bei aufgefalzten Türen, bei denen mehrere Dichtungsflächen in Frage kommen, genügt es, wenn die Überdeckung in jeder einzelnen Dichtungsfläche 2 cm mindestens beträgt.

Schiebetüren liegen meistens mangels genauer Ausführung nicht so dicht am Türrahmen an wie Schlagtüren, sind also schwerer hinreichend rauchdicht auszuführen, für gewerbliche Betriebe aber vielfach unentbehrlich, wenn größere Türöffnungen unvermeidlich sind, obwohl mit der Größe der Türöffnung die Sicherheit des feuersicheren

Verschlusses erheblich abnimmt. Die Schiebetüren sollen in geschlossenem Zustande die Türöffnung, abgesehen von der Schwelle, überall mindestens 7 cm überdecken; sie sollen an Rollen hängen, die auf zuverlässig und dicht am Mauerwerk befestigten kräftigen eisernen Schienen laufen. Wenn hinsichtlich der Möglichkeit eines größeren oder intensiven Brandes ein Unterschied zu machen ist zwischen den beiden Seiten der Türöffnungen, so soll man selbstverständlich die Aufhängung der Schiebetür auf der dem zu befürchtenden Brande abgewandten Seite bewirken.

Die wichtigste Forderung aber, die man an feuersichere Türen stellen muß, seien es nun Schlag- oder Schiebetüren, ist die, daß die Tür im Augenblick der Gefahr geschlossen ist oder bei Ausbruch eines Brandes unbedingt geschlossen wird. Hiermit sieht es nun aber oft genug übel aus. Es ist aus Gründen der Benutzungsweise der Gebäude nicht immer möglich, feuersichere Türen ständig verschlossen zu halten und nur zur augenblicklichen Benutzung auf kürzere Zeit zu öffnen. Häufig liegt die Sache so, daß sie in der Hauptsache offenstehen und nur während der Nichtbenutzung der Räume, bei Betriebsstillstand usw. geschlossen werden; das aber wird nicht selten vergessen, und wenn während des Betriebes oder der Benutzung eines Raumes ein Brand ausbricht, der sich rasch verbreitet, dann fehlt es den Menschen oft an der nötigen Geistesgegenwart, die Türen regelrecht zu schließen. Das gilt besonders von zweiflügeligen Türen. Hierin liegt ein sehr wesentlicher Grund, weshalb man in sehr vielen Fällen von feuersicheren Türen nur eine beschränkte Wirkung erwarten darf. Es liegt nahe, das Übel durch Selbstschlußvorrichtungen zu beseitigen. Über diese ist folgendes zu sagen: Diejenigen Selbstschlußvorrichtungen, welche bestimmt sind, die Tür unmittelbar, nachdem sie geöffnet worden ist, wieder zuzumachen, die also auf den ständigen Schluß der feuersicheren Türen hinwirken, sind in mancherlei Ausführungsformen, die sich bewährt haben, vorhanden; aber sie erfüllen ihren Zweck doch nur dort, wo die Benutzungsweise der Räume nicht etwa Veranlassung gibt, die wohlgemeinte Anordnung des Selbstschlusses durch zeitweiliges Unwirksammachen desselben aufzuheben. Macht sich ein längeres ununterbrochenes Offenhalten solcher Türen, z. B. wegen des Durchgangs von Transporten, notwendig, so werden sie angehangen, oder aber, was fast noch schlimmer ist, es werden irgendwelche Gegenstände vor die geöffneten Türflügel gestellt, deren Beseitigung im Augenblick der Gefahr dann vergessen wird, oft auch gar nicht möglich ist; z. B. findet man in Mühlen oft Berge von Säcken vor offenen feuersicheren Türen aufgestellt. In allen solchen Fällen, wo die Tür doch in der Hauptsache offenstehen muß und nur periodisch bezw. im Falle der Gefahr geschlossen werden soll, empfiehlt es sich, an Stelle der mechanischen Vorrichtung zum Geschlossenhalten der Tür eine solche zum Offenhalten derselben anzubringen und dann dafür zu sorgen, daß im Falle eines Brandes zunächst rasch, und zwar am besten selbsttätig, die Offenhaltung ausgelöst wird und die Tür sich dann unter der Einwirkung ihres Gewichts oder einer anderen Schließkraft schließt. Eine bekannte Ausführungsform dieser Art besteht darin, daß die Tür durch ein Gewicht mit Schnur oder Kette offengehalten wird, in die ein Abschmelzglied eingeschaltet ist, dessen Teile verbunden sind durch ein bei verhältnismäßig niedriger Temperatur, z. B. 70° C., schmelzendes Lot. Durch das Schmelzen dieses Lotes wird die Verbindung gelöst und der Schluß der Tür eingeleitet. Solche Abschmelzglieder werden von den Fabrikanten feuersicherer Türen geliefert und auch von den Herstellern der sogenannten Sprinkleranlagen, von denen später noch zu reden sein wird.

Der sogenannte feuersichere Verschluß von Fensteröffnungen kann auf zwei Weisen erzielt werden, entweder durch Anwendung von Fenstern mit feuersicheren Ver-

glasungen[1]) oder durch feuersichere Fensterläden. Das Fensterglas schmilzt erst bei Temperaturen, die keineswegs bei jedem Brande erreicht werden; aber es neigt bei den gewöhnlichen Scheiben bekanntlich stark zum Zerspringen. Diesem Übelstande begegnet man durch die feuersicheren Verglasungen, indem man entweder, wie beim Drahtglas, ein Drahtnetz im Inneren der Glasmasse anbringt, welches einesteils für eine gute Verteilung der Wärme sorgt, anderenteils das Zerfallen des zersprungenen Glases hindert, oder, indem man Scheiben von geringen Abmessungen in die Kanten dicht umschließende Metallrahmen faßt; letztere Art der Verglasung wird repräsentiert durch das sogenannte Elektroglas, Galvanoglas, Elektrolytglas usw., bei denen die einzelnen Scheiben in galvanisch hergestellte und deshalb sehr dicht und gleichmäßig anschließende Kupferstreifen gefaßt sind.



Abb. 9. Gebäude mit Drahtglasfenstern nach einem Nachbarbrande.

Der grundsätzliche Fehler, den derartige feuersichere Fenster haben, ist der, daß eine starke Wärmedurchlässigkeit des Glases die Verbreitung eines Brandes unter Umständen möglich macht, wenn auf der dem Feuer abgewandten Seite des Fensters brennbare Gegenstände nahe den Scheiben sich befinden. Dieser Umstand verliert aber an Bedeutung bei den Fenstern, die ins Freie führen.

Die Drahtglasscheiben sollen in der Regel nicht unter 6 mm stark sein, bei Oberlichtern u. dergl. je nach der zu erwartenden Beanspruchung natürlich stärker. Es wird auch vielfach durch baupolizeiliche Vorschriften eine Beschränkung der Flächengröße von Drahtglasfenstern ausgesprochen, z. B. auf 1 $m^2$, doch kann man sich in der Praxis hieran nicht immer genau halten, muß dann freilich auch mit einer beschränkten feuersicheren Abtrennung fürlieb

[1]) Red Books of the British Fire Prevention Committee, Nr. 30, 97, 166, 171, 172. — Stude u. Reichel, „Prüfung feuersicherer Baukonstruktionen", Berlin 1893, S. 15.

nehmen. Von großer Wichtigkeit ist die Befestigung der Drahtglasscheiben in den natürlich aus unverbrennlichem Material, und zwar meist aus Eisen herzustellenden Rahmen.

Beim Elektroglas und den ihm verwandten Verglasungen, welche gegenüber dem Drahtglas den Vorteil eines besseren Lichtdurchlasses haben und auch für Zwecke geeignet sind, wo es auf gutes Aussehen ankommt, dafür jedoch nicht ganz so haltbar gegen mechanische Beanspruchung sind, fordert man, daß eine Gesamtscheibe nicht größer als 0,6 $m^2$ sein und aus Teilscheiben von höchstens 100 $cm^2$ Fläche bei einer Stärke von mindestens 4 mm bestehen soll.



Abb. 10. Gebäude mit ungeschützten Fenstern, durch Nachbarbrand angesteckt.

Gute feuersichere Verglasungen halten einem Feuer verhältnismäßig lange stand, auf 1 bis 2 Stunden kann man unter nicht allzu ungünstigen Umständen rechnen. Die Grenze ist erreicht, wenn die Rahmen anfangen nachzugeben oder wenn sich die Brandtemperatur dem Schmelzpunkt des Glases so weit nähert, daß eine erhebliche Erweichung des Glases eintritt und dieses unter der eigenen Schwere zusammensackt.

Die Abb. 9 u. 10 zeigen den Unterschied zwischen den geschützten und ungeschützten Fenstern im Brandfalle. Das durch Abb. 9 wiedergegebene amerikanische Gebäude hat Drahtglasfenster; der Brand eines Nachbarhauses hat ihm offenbar nicht viel geschadet. Das Gebäude, welches Abb. 10 wiedergibt, ist dagegen mangels des gleichen Schutzes von einem Nachbarbrande aus schwer heimgesucht worden und in allen Stockwerken innen ausgebrannt.

Für die feuersicheren Läden gilt ähnliches wie für die feuersicheren Türen, nur muß man berücksichtigen, daß der Schluß der feuersicheren Läden, falls er nicht ein ständiger ist, weit weniger sicher im Brandfalle zu erwarten steht als bei feuersicheren Türen; allenfalls kann man auf ihn rechnen, wenn der Brand nicht in demjenigen Gebäude oder Raum ausbricht, wo die Läden geschlossen werden sollen.

## E. Räumliche Gliederung von Gebäudegruppen.

Wenn eine bauliche Anlage aus mehreren Gebäuden besteht, so ist die Gruppierung der letzteren gegeneinander auch für die Feuersicherheit von großer Bedeutung, denn es kommt in Betracht die Gefahr nachbarlicher Ansteckung und die Frage des Platzes für die Entwicklung eines Löschangriffs. Soweit Gebäude unmittelbar aneinanderstoßen, ist hier auf das bei Besprechung der Nachbargefahr und der Brandmauern Gesagte zu verweisen. Bei räumlich getrennten Gebäuden hat man ebenfalls zu unterscheiden, ob mehr oder weniger vollkommene Brandmauern vorhanden sind oder nicht; sind solche vorhanden, dann haben die räumlichen Abstände verminderte Wichtigkeit, doch ist immerhin zu beachten, daß unter Umständen die Durchfahrt zwischen den Gebäuden gesichert sein muß, und daß in manchen Fällen auch mit der Entwicklung eines Löschangriffs im Zwischenraum zwischen den Gebäuden gerechnet werden muß, ganz abgesehen natürlich von den Straßen, die hier nicht besonders gemeint sind. Die räumlichen Abstände sind aber auf die Nachbargefahr auch dann noch von Einfluß, wenn zwar Brandmauern vorhanden, jedoch nicht von vollkommener Art sind, wenn sie also z. B. nicht über das Dach gehen und wenn dieselben Öffnungen aufweisen, auch wenn diese, wie es ja erforderlich ist, durch feuersichere Verschlüsse geschützt sind.

Die Entscheidung darüber, welche Abstände man zwischen den Gebäuden einhalten soll, läßt sich für den einzelnen Fall nur unter Heranziehung der lokalen Bauordnungen und ferner der üblichen Feuerversicherungstarife treffen. Es ist nicht möglich, auch nur auf eine größere Anzahl der verschiedenen möglichen Fälle einzugehen, sondern es mag genügen, zu erörtern, welche Anforderungen man an die räumlichen Abstände im allgemeinen stellen muß, wenn die einander zugekehrten Wände Öffnungen haben.

Die Gefahr der Übertragung eines Brandes hängt davon ab, wie groß die einander zugekehrten Flächen der Gebäude sind, insbesondere davon, wie hoch die Gebäude sind, wieviel Stockwerke über der Erde sie aufweisen und wieweit sie voneinander entfernt sind. Eine hervorragende Rolle spielt dabei auch noch die Beschaffenheit des Inhalts, welchen die Gebäude beherbergen.

Im günstigsten Falle, wenn es sich um massive Bauten handelt, kann man bei niedrigen Gebäuden annehmen, daß bei einem Abstand von 6 m eine erhebliche Verminderung der Nachbargefahr eintritt. Dieser Abstand reicht dann auch für die Löschhilfe und was damit zusammenhängt aus. Bei feuergefährlicher Benutzungsweise, großer Höhe oder Stockwerkzahl der Gebäude, kurz unter ungünstigeren Umständen, müssen die Abstände, je nach dem Grad der Gefahr, wesentlich größer sein; in schlimmen Fällen haben sich Abstände bis zu 30 m als kaum ausreichend erwiesen. Bei sehr großer Ansteckungsgefahr, ferner wenn man die räumlichen Abstände wegen Platzmangels beschränken muß, bleibt zur Bannung der Nachbargefahr nichts übrig als der Schutz der Fensteröffnungen durch feuersichere Verschlüsse, am besten durch feuersichere Verglasungen, da man sich auf den Schluß von Läden zu wenig verlassen kann. Es sei der Vollständigkeit halber auch noch hervorgehoben, daß das Herausspringen brennbarer Konstruktionsteile aus den Gebäudeumfassungen, das Überragen von Dächern u. dergl. mehr bei kleineren und mittleren Gebäudeabständen selbstverständlich im Interesse der Feuersicherheit streng vermieden werden muß.

Um über die feuersicheren Trennungen durch räumliche Abstände wenigstens einige erläuternde Angaben aus der Feuerversicherung zu bringen, sei erwähnt, daß

nach dem in Deutschland am meisten gebrauchten Feuerversicherungstarif für industrielle Anlagen[1]) zwischen massiven Gebäuden dann eine vollständige, die Nachbargefahr tariftechnisch, wenn auch allerdings nicht immer praktisch ausschließende Trennung besteht, wenn der Abstand der Gebäude in Metern das Doppelte beträgt von der Summe der über der Erde gelegenen Geschosse beider Gebäude, wobei Dachgeschosse mitgezählt werden und je ein Geschoß mehr gerechnet wird bei jedem Gebäude, welches nicht ganz massive Umfassungen oder Dockendachung besitzt. Hieraus ergibt sich, daß bei Erdgeschoßbauten 4 m Mindestabstand erforderlich sein würden, daß zwischen einem Gebäude mit 3 Stockwerken über der Erde und einem solchen mit 2 Stockwerken über der Erde ein Abstand von 10 m erforderlich wäre usw. Dies zu erwähnen, scheint deshalb angebracht, weil der Einfluß solcher Umstände auf die Feuerversicherungsprämien sehr erheblich sein kann und die Sache daher eine nicht zu vernachlässigende wirtschaftliche Seite hat. Um dies zu beleuchten, möge ein einfaches Zahlenbeispiel angeführt werden:

Neben einem älteren Baumwollspinnereigebäude mit massiven Umfassungen, für dessen Feuerversicherung nach den auf S. 2 gemachten Angaben eine Prämie von 5,8 vT. bezahlt wird, soll ein zur Baumwollweberei an 500 Webstühlen und zur Lagerung von Rohstoffen und Waren dienendes Gebäude errichtet werden. Während das Spinnereigebäude 4 Stockwerke über der Erde besitzt, soll das Webereigebäude aus Erdgeschoß und einem Obergeschoß bestehen, ganz massiv mit feuersicherer Decke errichtet werden, und in den einander zugekehrten Wänden der beiden Gebäude seien zahlreiche Fenster unerläßlich.

Die Feuerversicherungsprämie für die Weberei würde, abgesehen von der von der Spinnerei ausgehenden Gefahr, 1,6 vT. betragen. Je nach dem Abstand, welchen man nun bei der Errichtung des Neubaues von der Spinnerei einhält, ergeben sich unter Voraussetzung eines Versicherungswertes von 800 000 Mark für das Gebäude und seinen Inhalt folgende Prämienverhältnisse für die neue Anlage:

a) bei mindestens 12 m Abstand beträgt der Prämiensatz 1,6 vT., die Jahresprämie also 1280 Mark;
b) bei mindestens 9 m Abstand (aber weniger als 12 m) beträgt der Prämiensatz 2,7 vT., die Jahresprämie also 2160 Mark;
c) bei mindestens 6 m Abstand (aber weniger als 9 m) beträgt der Prämiensatz 3,7 vT., die Jahresprämie also 2960 Mark;
d) bei weniger als 6 m beträgt der Prämiensatz 5,8 vT., die Jahresprämie also 4640 Mark.

Im Fall d) ist also die Jahresprämie fast das 3,6fache mehr als die Jahresprämie im Fall a), woraus hervorgeht, daß es sich auf alle Fälle empfiehlt, bei Neuanlagen auch den Feuerversicherer zu Rate zu ziehen, denn mit den Tarifbestimmungen wird sich der Nichtfachmann in vielen Fällen nicht behelfen können, auch wenn sie ihm zugängig sind. Überdies sind diese Tarifbestimmungen nicht bei allen Versicherungsunternehmungen die gleichen und in einzelnen Gebieten verschieden. Der Vollständigkeit halber sei noch darauf hingewiesen, daß das Beispiel noch weiter ausgedehnt werden könnte dadurch, daß der Schutz der Fensteröffnungen in dem einen oder anderen Gebäude berücksichtigt würde, doch soll dies aus den vorstehend erörterten Gründen unterbleiben.

[1]) Minimaltarif für industrielle Risiken, als Manuskript gedruckt, Berlin 1909, 1910, 1912.

## F. Besondere Schutzeinrichtungen.

### Blitzschutz, selbsttätige Feuermelde- und Feuerlöscheinrichtungen.

Durch bauliche Maßnahmen, wie sie in den vorausgehenden Abschnitten besprochen worden sind, vermag man zwar ein Gebäude unansteckbar zu machen und gegen weitergehende Zerstörung zu schützen, man kann aber die Entstehung von Schadenfeuern an brennbaren Sachen, die sich in dem Gebäude befinden, nicht hindern. Man muß also bestrebt sein, die Brandentstehungsursachen nach Möglichkeit auszuschließen, und muß weiter, da dies nur in beschränktem Maße möglich ist, für die rasche Unterdrückung ausbrechender Brände zu sorgen suchen.

Als Brandursache, die man in sehr erheblichem Maße, wenn auch nicht ganz vollkommen, ausschließen kann, ist der Blitzschlag zu nennen, und es ist deshalb von besonderem Interesse, zu wissen, ob bei Eisenbetonbauten eine besondere Blitzgefahr vorliegt, ob sie Blitzableiter brauchen oder nicht. Ausreichende praktische Erfahrungen zur sicheren Beurteilung dieser Fragen liegen nicht vor, man hat aber vor allen Dingen gar keinen Anlaß, bei Eisenbetonbauten eine erhöhte Blitzgefahr anzunehmen. Außer einem Blitzschlag, der das erste aus Eisenbeton errichtete Wohnhaus in Port Chester (New York) betroffen hat,[1]) ist kein Fall in der Literatur verzeichnet. Das Lightning Research Committee in den Vereinigten Staaten von Nordamerika, welches sonst alle Feststellungen über Blitzschäden gewissenhaft sammelt, nennt in seinen Berichten überhaupt keinen Fall von Blitzschlag bei einem Eisenbetonbau. Es kommt hinzu, daß man von Gebäuden, die vollständig aus Eisen bestehen, wie überhaupt von Behältnissen mit allseitig metallenen Wandungen, die nicht einmal vollwandig zu sein, sondern nur ein zusammenhängendes Gitterwerk darzustellen brauchen (Faradayscher Käfig), weiß, daß das Innere vor elektrischen Entladungen sicher ist, und hierauf stützen sich in erster Linie diejenigen, welche den Blitzschutz bei Eisenbetonbauten für vollkommen entbehrlich halten.[2]) Es wird hierbei allerdings leicht übersehen, daß die Eiseneinlagen bei Eisenbetonbauten nicht ohne weiteres die gleichen Verhältnisse für die Ableitung der Elektrizität darbieten wie bei ganz zusammenhängenden eisernen Bauten. Deshalb weist z. B. Professor Weber, Kiel,[3]) darauf hin, daß wegen der losen Verbindung der Eiseneinlagen und der Lücken, die sich in den angenommenen Ableitungen des Blitzes vorfinden, bei Blitzschlag in ein Eisenbetongebäude leicht Zersprengungen am Beton eintreten können und daß damit unter Umständen auch eine Gefährdung von Personen und Gegenständen verbunden sein könnte. Professor Weber sieht die besondere Blitzableitung beim Eisenbetonbau also nicht als ohne weiteres entbehrlich an. Dem entspricht auch der Standpunkt, welchen Dr. van Gulik[4]) einnimmt, der sich für eine gut leitende Verbindung wenigstens eines Teiles der Eiseneinlagen und für eine gute Erdung derselben ausspricht. Wenn Dr. van Gulik dabei aber auch noch größere Eisenmassen, z. B. von Maschinen, an die Eiseneinlagen des Betons angeschlossen wissen will, so geht er entschieden zu weit. Im übrigen kann man den Ratschlägen, die darauf hinauskommen, das Prinzip des Faradayschen Käfigs beim Eisenbetonbau zu verwirklichen, nachkommen; es dürfte dies weder große Schwierigkeiten, noch erhebliche Kosten verursachen und ist zu empfehlen, denn die Ansicht, daß besondere Maßnahmen zur Blitzableitung bei einem Eisenbetonbau schädlich sein könnten, die von Kleinlogel[5]) geäußert worden ist, dürfte kaum auf allgemeine Zustimmung der Fachleute rechnen können und ist auch bisher vereinzelt geblieben.

---

[1]) B. u. E. 1905, S. 261. — [2]) Rappold, B. u. E. 1905, S. 139. — [3]) Elektrotechnische Zeitschrift, 33. Jahrg, 1912, S. 1137. — [4]) B. u E. 1905, S. 269. — [5]) B. u. E. 1906, S. 84.

Die Unterdrückung von Bränden, ehe sie einen großen Umfang angenommen haben, ist ebenfalls eine Aufgabe, deren Lösung in verhältnismäßig hohem Maße möglich ist. Zunächst erscheint es wichtig, daß der Ausbruch eines Feuers bald entdeckt wird und daß weiter die erforderlichen Einrichtungen zur Bekämpfung des Brandes vorhanden sind und sofort in Tätigkeit gesetzt werden. Gute Bewachung und guter Löschdienst, verbunden mit zu Löschzwecken geeigneter guter Wasserversorgung, sind also von großer Wichtigkeit. Auf die gewöhnliche Regelung des Überwachungs- und Löschdienstes in diesem Buche einzugehen, erscheint nicht notwendig, ebenso dürften besondere Angaben über die Einrichtung von Wasserleitungen zu Löschzwecken entbehrt werden können. Es mag nur darauf hingewiesen werden, daß es wichtig ist, Feuerlöschwasserleitungen innerhalb der feuersicheren Treppenhäuser in den Gebäuden in die Höhe zu führen und in allen Stockwerken mit Feuerhähnen auszurüsten, in deren unmittelbarer Nähe hinreichende Schlauchlängen mit Kuppelungen und Strahlrohren jederzeit erreichbar unterzubringen sind.

Einer näheren, wenn auch knappen Besprechung in diesem Buche bedürftig erscheinen aber die gegenwärtig zu hoher Vollkommenheit gebrachten, aber bei weitem noch nicht hinreichend bekannten vollkommen selbsttätigen Einrichtungen zur Meldung und Unterdrückung von Bränden. Es sind dies erstens die selbsttätigen elektrischen Feuermelder[1]) und zweitens die selbsttätigen Feuerlöschbrausen oder Sprinkleranlagen.

Unter selbsttätigen elektrischen Feuermeldeeinrichtungen versteht man Anlagen, bei denen wärmeempfindliche Apparate bei einer bestimmten Temperatur entweder einen elektrischen Strom einschalten, unterbrechen oder schwächen und bei denen die hierdurch bedingte Änderung im Erregungszustande von Elektromagneten die Betätigung bezw. Auslösung von akustischen und optischen Gefahrenanzeigevorrichtungen herbeiführt.

Abb. 11 stellt das Prinzip einer elektrischen selbsttätigen Feuermeldeanlage für Ruhestrom dar. *a* ist der eigentliche Melder (Kontaktapparat) nach System Schöppe, das ist der in Deutschland am längsten in Gebrauch befindliche, *b* ist der Ruhestromkreis mit zugehöriger Batterie, *c* ist die Alarmanlage mit Glocke und zugehöriger Arbeitsstrombatterie, *d* das die beiden Stromkreise verbindende Relais.

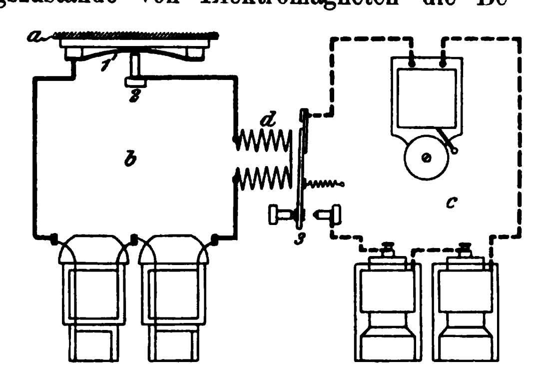


Abb. 11. Schema einer selbsttätigen elektrischen Feuermelderanlage System Schöppe.

Wenn sich infolge Erwärmung auf eine gewisse Temperatur, für die der Apparat nach Bedarf eingestellt werden kann, der Metallbügel 1 ausdehnt und infolgedessen vom Kontaktstift 2 abhebt, hört der Ruhestrom zu fließen auf, der Elektromagnet des Relais *d* läßt daher den Anker 3 los, dieser wird durch Federkraft gegen den Kontaktstift gezogen, welcher den Arbeitsstromkreis schließt und damit den Alarm in Tätigkeit setzt.

Für die Einrichtung derartiger selbsttätiger Feuermeldeanlagen bestehen technische Vorschriften, die durch Zusammenarbeiten der Spezialtechniker mit den Feuerversicherern entstanden sind; die entsprechenden deutschen Vorschriften stammen aus dem Jahre 1912.

Diese Vorschriften können hier nicht vollständig und auch nicht in einem umfänglicheren Auszuge wiedergegeben werden; sie sind durch die Unternehmungen, welche

[1]) Siehe auch Elektrotechnische Zeitschrift 1909, Heft 20.

derartige Anlagen herstellen, jederzeit zu erhalten. An dieser Stelle mögen nur einige Angaben zur allgemeinen Orientierung Platz finden, die bei der Errichtung von Baulichkeiten von Haus aus zu wissen wünschenswert erscheint.

Bei vorschriftsmäßiger Ausführung der selbsttätigen Feuermeldeanlagen ergibt sich nicht nur ein Gewinn an Sicherheit für den Besitzer, sondern auch ein wirtschaftlicher Vorteil, der sich bei der Bemessung der Prämie für die Feuerversicherung geltend macht, denn die Prämie wird ermäßigt, wenn die selbsttätige Feuermelderanlage den Anforderungen der Feuerversicherungsanstalten entspricht, wozu allerdings auch gehört, daß Löscheinrichtungen für den ersten Notfall vorhanden sind.

Es müssen alle Räume eines Komplexes von Gebäuden, und ein solcher wird gebildet von allen Gebäuden, die nicht feuersicher voneinander getrennt sind, durch Feuermelder geschützt werden, es sei denn, daß einzelne Räume weder brennbare Konstruktionsteile, noch andere brennbare Gegenstände enthalten. Die wärmeempfindlichen Kontaktapparate müssen mit Ruhestrombetrieb arbeiten und im allgemeinen bei einer Temperatur ansprechen, die 30° über der normalen Temperatur des Raumes liegt. Die Anzahl der Kontaktapparate richtet sich nach Größe, Gestalt, Verwendungsart und Deckenkonstruktion des einzelnen Raumes sowie nach Art und Anzahl der vorhandenen Öffnungen, welcher Art dieselben auch sein mögen. Im allgemeinen kommt auf 30 m² Grundfläche ein Kontaktapparat, doch müssen für kleinere Räume unter Umständen zwei Kontaktapparate vorgesehen werden, während bei Dachböden und Lagerräumen ohne hinderliche Unterteilung durch Verschläge, Regale usw. auf 40 m² Grundfläche ein Kontaktapparat genügt. Die größte Entfernung der Melder voneinander soll 8 m nicht übersteigen. Wenn eine Decke durch mehr als 20 cm aus ihr hervortretende Träger oder Balken in Felder geteilt wird, so soll, unbeschadet der sonst gegebenen Regeln, auf jedes zweite oder dritte Feld ein Kontaktapparat kommen. Bei Shedbauten und sinngemäß bei mehrschiffigen Dächern überhaupt muß jeder Shed oder jedes Dach eine Reihe Kontaktapparate erhalten, die im Scheitel anzubringen sind und höchstens 8 m voneinander entfernt sein dürfen. Die für den Betrieb der Melderanlage erforderlichen Schalttafeln sind in einem möglichst zentral gelegenen Raume des zu schützenden Grundstücks erschütterungsfrei aufzustellen, der Raum muß trocken sein, normale Temperaturverhältnisse aufweisen und möglichst im Erdgeschoß liegen. Es ist wichtig, ihn so zu legen, daß sich in ihm selbst oder in seiner Nähe beständig Personen aufhalten; jedenfalls muß dafür gesorgt werden, daß die Alarmsignale Beachtung finden. Es ist auch zu berücksichtigen, daß für die Unterbringung der galvanischen Elemente bezw. der Akkumulatorenbatterie, die zum Betriebe der Feuermelderanlagen notwendig sind, Platz im bezw. nahe beim Schalttafelraume vorgesehen wird. Über die vorschriftsmäßige Ausführung der Anlage muß der Hersteller ein Attest ausstellen, und es empfiehlt sich, bei der Vergebung solcher Anlagen daran die Bedingung zu knüpfen, daß die Feuerversicherungs-Gesellschaften die Anlage anerkennen. In dieser Hinsicht ist besonders wichtig, daß der Hersteller selbst von den Feuerversicherungs-Gesellschaften ermächtigt ist, Anlagen auszuführen, die auf die bei der Feuerversicherung gewährten Vergünstigungen Anspruch erheben. In Deutschland sind folgende Firmen anerkannt:

Oskar Schöppe, Leipzig;
Siemens u. Halske, Berlin;
Mix u. Genest, Berlin.

Die selbsttätigen Feuermelderanlagen haben sich bisher sehr gut bewährt, aber selbstverständlich ist erforderlich, daß die Menschenhand nach geschehener Feuermeldung schleunigst zur Bekämpfung des Feuers eingreift. Viel weiter geht der

Schutz, welchen die selbsttätigen Feuerlöschbrausenanlagen oder **Sprinkleranlagen** gewähren, die bestimmt sind, Brände im Entstehen zu löschen und, wenn ein Schadenfeuer trotzdem eine gewisse Verbreitung erlangt, das Überhandnehmen zu verhüten. Derartige Anlagen sind allerdings wesentlich kostspieliger als die selbsttätigen Feuermelderanlagen, aber die meisten Feuerversicherungs-Gesellschaften ermäßigen bei ihrer Verwendung die Feuerversicherungsprämien ganz außerordentlich, so daß beim Vorliegen größerer Feuersgefahr und bei ausgedehnten gewerblichen Anlagen und dergl., bei denen die Feuerversicherungsprämien über den Durchschnitt hinausgehen, die Kapitalanlage für die Errichtung einer Sprinkleranlage durchaus rentabel ist, selbst wenn man von den großen wirtschaftlichen Vorteilen absieht, die in der Verhütung großer Brände liegen.

Unter einer Sprinkleranlage versteht man ein System von vorwiegend an den Decken der zu schützenden Räume angebrachten, durch eine entsprechend verzweigte Wasserleitung gespeisten Wasserauslaßvorrichtungen, die infolge Erwärmung durch ein entstehendes Feuer geöffnet werden und das Wasser in einem kräftigen Sprühregen austreten lassen. Der Vorgang der Eröffnung der einzelnen Auslaßvorrichtung, Feuerlöschbrause oder Sprinkler genannt, vollzieht sich dabei in der Form, daß der Verschluß selbsttätig gelöst wird infolge Flüssigwerdens des bei verhältnismäßig tiefer Temperatur, meist bei ungefähr 70° schmelzenden Lotes, welches eine Hebelverbindung, die einen wesentlichen Teil des Verschlusses bildet, zusammenhält. Je nachdem, ob sich ständig Wasser in der Sprinkleranlage befindet, oder aber ob in Rücksicht auf Frostgefahr für gewöhnlich das zur Speisung der Brausen dienende Rohrnetz mit Druckluft gefüllt ist und dem Wasser erst im

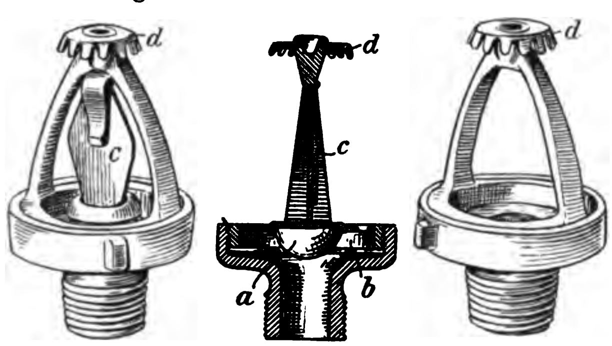





Abb. 12. Abb. 13. Abb. 14. Abb. 15. Sprinkler in Tätigkeit.
Selbsttätige Feuerlöschbrause (Sprinkler) System Grinnell.

Augenblick der Gefahr der Zugang eröffnet wird, unterscheidet man Sprinkleranlagen nach dem Naß- und nach dem Trockensystem. Beide Arten von Anlagen aber sind nicht nur Löschanlagen, sondern auch Alarmanlagen, indem die Funktion auch nur eines einzigen Sprinklers das Ertönen einer Alarmglocke herbeiführt.

Die Abb. 12, 13 u. 14 veranschaulichen eine selbsttätige Feuerlöschbrause nach dem System Grinnell. Diesem System entspricht im wesentlichen auch eine Reihe anderer Systeme, z. B. die neben ihm in Deutschland eingeführten. Wenn die das Glasventil *a* auf seinen Sitz *b*, der durch eine metallische Membran, z. B. Neusilber, gebildet wird, drückende Stütze *c* warm wird, schmilzt das die einzelnen Teile der Stütze, die man in der Abbildung gut erkennen kann, verbindende Lot. Die Federkraft des Sitzes *b* und überdies der unter dem Ventil wirkende Wasserdruck bezw. Luftdruck werfen das der Stütze beraubte Ventil ab. Nun strömt das Wasser im geschlossenen Strahl gegen den Verteilungsteller *d*, der es zu einem Regen zerstäubt, wie es Abb. 15 zeigt.

Wegen der konstruktiven Einzelheiten und der besonderen technischen Regeln, die bei der Errichtung von Sprinkleranlagen maßgebend sind, muß auf die Spezialliteratur verwiesen werden,[1]) vor allen Dingen auf das Werk von Flach. Da es aber wünschenswert erscheint, bei der Errichtung von Bauten, die im Hinblick auf die Feuersgefahr der aufzunehmenden Betriebe der Ausrüstung mit Sprinklerschutz teilhaftig werden sollen, gewisse fundamentale Regeln[2]) zu kennen, mögen solche, ohne daß eine erschöpfende Darstellung möglich ist, hier angeführt werden.

Auch bei Sprinkleranlagen müssen alle Räume eines Komplexes, soweit sie brennbare Konstruktionsteile oder brennbare Gegenstände enthalten, mit Sprinklern ausgerüstet werden, und es ist ferner in angemessener Weise für den Schutz von Schächten, Schloten, Kanälen usw. zu sorgen. Dachräume, die abgeschlossen bleiben, dauernd leer gehalten werden und von dem darunterliegenden Stockwerk durch eine öffnungslose massive Decke getrennt sind, dürfen, sofern ihre lichte Höhe 2 m nirgends übersteigt, vom Brausenschutz ausgeschlossen bleiben, ebenso Keller und Souterrains mit feuersicherer Decke, die lediglich zur Lagerung von Garnen oder von unverbrennlichen Stoffen dienen. Im allgemeinen hat man auf 9 m² Bodenfläche eine Brause zu rechnen, bei Getreidemühlen auf 6,5 m². Die Brausen dürfen bis zu 3,5 m, bei Getreidemühlen bis zu 2,75 m voneinander und 1,75 m bezw. 1,35 m von Wänden, Decken, Balken und Trägern seitlich entfernt sein, wobei vorausgesetzt wird, daß es sich nicht etwa um Decken mit offenliegendem Gebälk handelt. Bei Dächern, deren Neigung größer ist als 1 : 3, muß, sofern der Schutz des Dachraumes überhaupt erforderlich ist, eine Brausenreihe unter dem First und eine andere in nicht mehr als 1,5 m Abstand von der Schnittlinie des Daches mit dem Fußboden bezw. den Längswänden liegen. Die Brausen müssen der Dachneigung folgen, und die oben angegebenen Abstände sind nach allen Richtungen hin parallel zur Dachfläche zu messen. Wird die Wasserverteilung durch bauliche oder betriebliche Einrichtungen verhindert, so muß diesem Umstande besonders Rechnung getragen werden, indem gegebenenfalls die Zahl der Brausen vermehrt wird. Sehr wichtig ist, daß die Einteilung einer Decke durch stark vorspringende Tragkonstruktionen einen wesentlichen Einfluß auf die Zahl der zu installierenden Sprinkler haben kann. Wenn nämlich der Abstand der die Feldeinteilung der Decke bedingenden Balken usw. geringer ist als die oben genannten Minimalabstände, dann muß einesteils der Wasserverteilung wegen, anderenteils der Wärmeverbreitung wegen in der Mitte jedes Feldes eine Brause bezw. eine Brausenreihe liegen. Man wird gut tun, bei Eisenbetonbauten, die mit Sprinklerschutz versehen werden sollen, hierauf beizeiten Rücksicht zu nehmen, denn durch eine im Hinblick auf die Sprinkleranlage unzweckmäßige Deckenkonstruktion kann die Zahl der Brausen ganz außerordentlich erhöht werden. Damit wächst aber fast vollständig proportional das Anlagekapital, ohne daß etwa die Schutzwirkung verbessert wird. Es ist deshalb empfehlenswert, in solchen Fällen den Rat einer mit der Sache vertrauten Feuerversicherungs-Gesellschaft oder noch besser eines zuverlässigen Verfertigers von Sprinkleranlagen einzuholen.

Eine gute Wasserversorgung ist selbstverständlich für die Brauchbarkeit einer Sprinkleranlage von ausschlaggebender Bedeutung; es werden für solche Sprinkleranlagen, die den Ansprüchen der Feuerversicherungsanstalten genügen sollen, zwei voneinander unabhängige Wasserzufuhren gefordert, von denen die eine unerschöpflich sein

[1]) Flach, „Die Sprinkleranlagen". — Henne, „Einführung in die Gefahrenbeurteilung bei der Feuerversicherung von Fabriken und gewerblichen Anlagen". Beide Abhandlungen sind Veröffentlichungen des Deutschen Vereins für Versicherungs-Wissenschaft in Berlin.

[2]) Vorschriften für die Einrichtung selbsttätiger Feuerlöschbrausenanlagen (Sprinkler). Gültig bei der Vereinigung der in Deutschland arbeitenden Privat-Feuerversicherungs-Gesellschaften und dem Verbande der öffentlichen Feuerversicherungsanstalten.

soll. Unerschöpflich bedeutet hier, daß gewisse Wassermengen, die je nach dem Umfang der Anlage 1200, 2300 oder 3000 Liter je Minute betragen, während so langer Zeit unter dem erforderlichen Druck geliefert werden können, wie ein größerer Brand voraussichtlich dauert; im Notfalle begnügt man sich allerdings mit einigen Stunden. Als unerschöpfliche Wasserzufuhren dienen, sofern sie sonst den Voraussetzungen entsprechen, öffentliche Wasserleitungen und Wasserleitungen, die solchen gleichzuachten sind, ferner Pumpwerke, die ihrerseits aus im Sinne des Sprinklerschutzes unerschöpflichen Wasservorräten schöpfen. Als erschöpfliche Wasserzufuhren gelten Hochbehälter und, wo diese nicht anwendbar sind, Behälteranlagen, bei denen die Schwerkraft durch Druckluft ersetzt wird, sogenannte Druckluftbehälter. Hier ist besonders auf die Anlage von Hochbehältern hinzuweisen, die je nach dem Umfang der Sprinkleranlage 20000 bis 35000 Liter Fassungsraum, der lediglich für Sprinklerzwecke vorbehalten werden muß, haben müssen. Der Boden solcher Hochbehälter muß mindestens 4,5 m über den höchstgelegenen Brausen liegen, d. h. also im allgemeinen über den höchsten Punkten der zu schützenden Gebäude. Diese Höhenlage kann aber leicht unzureichend werden, wenn die lokalen Verhältnisse bemerkenswerte Druckverluste in den Rohrleitungen bedingen. Deshalb und auch sonst im allgemeinen Interesse einer guten Wirkung wird man bei Neubauten dafür sorgen, daß die Hochbehälter höher als mindestens gefordert ist, zu liegen kommen. 6 bis 7 m statt nur 4,5 m sollten, wenn irgend möglich, vorgesehen werden. Der Hochbehälter muß frostfrei liegen bezw. in einem zu heizenden Raum; er muß überdeckt sein. Auf die Druckluftbehälter einzugehen, erscheint hier nicht erforderlich; es muß in dieser Beziehung, wie hinsichtlich der Aufstellung von Pumpen und anderer Einzelheiten, auf die technischen Vorschriften für Sprinkleranlagen verwiesen werden, die in verschiedenen Ländern etwas verschieden lauten, im großen und ganzen aber denselben Prinzipien Rechnung tragen.

Bei der Vergebung von Sprinkleranlagen ist besonders noch folgendes zu berücksichtigen, wenn der Auftraggeber sich den größtmöglichen Vorteil bei der Feuerversicherung sichern will:

Die Installation der Sprinkleranlage darf nur einer von den Feuerversicherungs-Gesellschaften anerkannten Sprinkler-Installationsfirma übertragen werden. Als solche kommen in Deutschland zur Zeit in Frage:

a) Grinnell-Sprinkler-Gesellschaft m. b. H., Berlin, Schiffbauerdamm 15;
b) Walther u. Co., A.-G., Dellbrück;
c) Hoffmann Sprinkler Company Ltd., Mülhausen i. E.;
d) Paul Hübner, Metallwarenfabrik „Robur", Commanditgesellschaft, Dellbrück bei Köln.

Die Vergebung des Auftrages erfolge stets unter der Bedingung, daß die Sprinkleranlage den von den Feuerversicherungs-Gesellschaften erlassenen Vorschriften für die Einrichtung selbsttätiger Feuerlöschbrausenanlagen (Sprinkler) in allen Teilen entsprechend erstellt wird und etwaige bei der Abnahme gefundene Mängel ohne besondere Kosten für den Auftraggeber beseitigt werden. Die Vergünstigung auf die Feuerversicherungsprämie, der sogenannte Sprinklerrabatt, wird nur für Anlagen gewährt, die bei der Fertigstellung in vorschriftsmäßigem Zustande befunden worden sind.

Die Einrichtung einer Sprinkleranlage macht das Halten von ausreichenden Löschgeräten für den ersten Notfall nicht entbehrlich, denn so glänzend die Erfolge der Sprinkleranlagen sind — es haben sich nach der eine Zeit von 15 Jahren umfassenden amerikanischen Statistik[1]) bei 12180 Bränden nur 609, d. s. 5 vH., unbefriedigende

[1]) Quarterly of the National Fire Protection Association in Boston. April 1912.

Leistungen der Sprinkler ergeben —, kann es doch vorkommen, daß ein Brand nicht einfach erstickt, sondern nur am Weiterschreiten verhindert wird, oder aber, daß infolge einer, sei es auch nur vorübergehenden Störung, z. B. Reinigung an der Sprinkleranlage, diese nicht unverzüglich oder überhaupt nicht in Wirksamkeit tritt.

## G. Gesamturteil über die Feuersicherheit der Eisenbetonbauten.

Auf Grund der Betrachtungen der einzelnen Eigenschaften des Eisenbetons und seiner Bestandteile, ferner im Hinblick auf die in den vorstehenden Abschnitten gegebenen Feuersicherheitsregeln und weiter auf Grund nicht nur der Versuche mit Eisenbetonkonstruktionen, sondern vor allen Dingen der Erfahrungen, wie sie sich bei großen Brandkatastrophen, z. B. in Baltimore 1904 und San Francisco 1906, ergeben haben, kann es als feststehend gelten, daß die Eisenbetonbauweise uns die Möglichkeit gibt, Bauten von verhältnismäßig sehr hoher und zur Zeit nicht übertroffener Feuersicherheit zu errichten. Wohl sind auch Eisenbetonkonstruktionen gegen Beschädigungen durch Feuer nicht schlechthin gefeit, aber wenn man von Haus aus der obwaltenden, von Fall zu Fall verschiedenen Gefahr Rechnung getragen hat, wenn insbesondere der Schutz des Eisens der zu befürchtenden Intensität des Feuers angepaßt worden ist, dann werden die Beschädigungen, die sich an den Eisenbetongebäuden bei Bränden einstellen, auf ein sehr erträgliches Minimum beschränkt bleiben und den Vergleich mit allen anderen sogenannten feuersicheren Bauweisen sehr wohl aushalten können, vor allen Dingen aber für die große Überlegenheit des Eisenbetons gegenüber den alten, nicht ausgesprochen feuersicheren Bauweisen zeugen. Daß man durch Errichtung eines für sich unverbrennlichen Gebäudes das Verbrennen brennbaren Inhalts in einem solchen Gebäude nicht hindern kann, soweit sich ein Feuer überhaupt nach Maßgabe der lokalen Verhältnisse auszudehnen vermag, ist zwar selbstverständlich, muß aber doch hervorgehoben werden, weil es viele Leute gibt, die da meinen, bei Verwendung von Eisenbeton zu Baukonstruktionen höre die Brandgefahr überhaupt auf, um dabei dann gleichzeitig zu versäumen, die großen Vorteile sicherzustellen, welche in der Beschränkung der Ausdehnung eines Brandes durch zweckmäßige feuersichere Gliederung und Trennung der Räume und Anwendung der sonst durch die Technik gebotenen Schutz- und Unterdrückungsmaßregeln gegen Brände liegen.

Die vollkommene Verhütung von Bränden wird, solange es brennbare Stoffe gibt, nicht gelingen, und der Begriff der Feuersicherheit wird insofern stets ein relativer sein, als es kein zu praktischen Bauzwecken verwendbares Material gibt, welches gegen das gefräßige Element des Feuers absolut unempfindlich wäre. Wenn man das berücksichtigt, dann wird man auch den praktisch allein zulässigen Maßstab für die Bewertung von Eisenbetonbauten anwenden und nicht vergessen, daß dort z. B., wo ein verhältnismäßig geringer Schaden trotz der Verwendung von Stein und Eisen in Form von Eisenbeton nicht auszuschließen gewesen ist, wahrscheinlich ein ungleich höherer entstanden wäre, wenn eine minder feuersichere Bauweise angewandt worden wäre. Größere Mißerfolge werden auch bei Eisenbetonbauten gelegentlich nicht ausbleiben, denn in der Vergangenheit ist von der Beachtung der strengen Regeln für die möglichst feuersichere Herstellung von Eisenbetonbauten wohl kaum in allen Fällen die Rede gewesen. Das Urteil über den Eisenbetonbau darf aber weder nach der guten, noch nach der schlechten Seite auf Grund vereinzelter Vorkommnisse gefällt werden, sondern nur auf Grund zahlreicher Fälle, und die berechtigten Erwartungen, die man von der Feuersicherheit der Eisenbetonbauten hegen darf, haben zur Voraussetzung, daß die für Feuersicherheit maßgebenden Grundsätze Gemeingut der Bautechniker werden und Befolgung finden.

## II. Kapitel. **Bauunfälle.**

Bearbeitet von Dr. Ingenieur F. Emperger, Oberbaurat.

---

### Einleitung.

Unfälle bei einem Bauwerk sind ein untrüglicher Beweis dafür, daß schwere Fehler oder Unterlassungen bei seiner Herstellung vorgekommen sind. Es besteht daher das Bedürfnis nach Erforschung der Ursachen dieser Erscheinungen, um eine wirksame Unfallverhütung einzuleiten. Zur Erreichung dieser Aufgabe, die eine vollkommenere Sicherheit unserer Bauwerke anstrebt, dient in erster Linie die in diesem Kapitel enthaltene, nach den Ursachen geordnete Aufzählung solcher Vorkommnisse. Doch müssen hier auch alle jene Erscheinungen einbezogen werden, die noch nicht zu einem Unfall geführt haben, denn nur die Übersicht über alle Fehler und Fehlerquellen gibt uns die Möglichkeit, die bestehenden Mängel der Praxis aufzudecken und Zerstörungserscheinungen von dem Eisenbeton selbst dann fernzuhalten, wenn sie allein noch keine unmittelbare Gefahr für das Bauwerk bedeuten.

Für diese Darlegungen bilden die Bauunfälle eine Art Leitfaden, weil ihre Geschichte auf allen Gebieten der Technik mit dem technischen Fortschritt eng verknüpft ist, der die vorhandenen Fehler zu beseitigen sowie Unkenntnis und Vorurteile als solche festzustellen bestrebt ist.

Über die Einreihung der einzelnen Bauunfälle in diese Beispielsammlung sei ein für allemal hervorgehoben, daß bei jedem Unfall eine ganze Reihe von Fehlerquellen und daher auch verschiedene Theorien zu seiner Aufklärung aufgestellt werden können, je nach der Auffassung über die Hauptursache. Bedenken nach dieser Richtung hin kommen für das vorliegende Buch nicht in dem Maße in Betracht, wie bei der Abgabe eines Gutachtens vor Gericht, da uns das Vorgeführte doch nur die Gefährlichkeit der betreffenden Gefahrenquelle darlegen soll. Ein verhältnismäßig kleiner Anlaß, der bei einem guten Bauwerk ohne Belang bleibt, kann bei einer fehlerhaften Anlage zur Katastrophe führen. Dagegen gibt es Fehler, denen selbst ein sonst gutes Gebäude nicht gewachsen ist. Die sich so ergebenden Abstufungen, Auslegungen und Wechselwirkungen dieser Fehler hier zu erörtern, muß unterbleiben, da dies für unsere Hauptaufgabe der Unfallverhütung ohne besonderen Belang ist. Für die Unfallverhütung sind nicht so sehr die örtlichen Fehler wie jene Fragen die wichtigsten, die zu einer Schwäche des ganzen Bauwerks Anlaß geben und so die Voraussetzung für das Auftreten von Bauunfällen schaffen. Auch ist es schwer, oft unmöglich, eine Scheidung zwischen dem Anlaß des Einsturzes und dem Hauptübel vorzunehmen, ähnlich wie der Arzt die Todesursache des Kranken nicht immer genau wird bestimmen können. Ein schwer Herzleidender kann an einem Schnupfen sterben, wenn man aber einen solchen Menschen retten will, so muß man sein Herz und nicht seine Nase behandeln. Auch wir dürfen uns nicht, sofern

wir unserer Hauptaufgabe genügen wollen, zu viel auf Seitenpfade begeben, sondern wir müssen die Hauptübel des Bauwesens zu beseitigen versuchen, in der Überzeugung, daß dies das wirksamste Verfahren für die Verhinderung von Bauunfällen ist.

Die Bauunfälle sind, richtig erforscht und ausgewertet, die besten Lehrmeister für die Erkenntnis der Grenzen der Ausnutzung unserer Baustoffe. Die moderne Wissenschaft benutzt wohl den Bruchversuch, um sich von der Güte des Baustoffs und von der Wirkungsweise einer Baukonstruktion gefahrlos zu überzeugen und auf diese Art dasjenige, was technisches Gefühl oder eine klug ausgedachte Theorie als richtig vermuten lassen, einwandfrei als richtig zu bestätigen. Diese wissenschaftlichen Verfahren können uns aber nicht der Notwendigkeit entheben, durch das erstgenannte schärfere Lehrmittel auf den richtigen Weg hingelenkt zu werden. Es liegt in der menschlichen Natur, daß die in wissenschaftlichen Laboratorien gewonnenen Wahrheiten selbst auf Fachgenossen nicht einen solchen Eindruck machen, als wenn sie gepaart mit dem grausigen Entsetzen bei einem Unglücksfalle in die Erscheinung treten. Betrachten wir z. B. die Wirkung meiner Versuche[1]) mit Eisensäulen, mittels deren ich die Ursache des Einsturzes einer Eisensäule des Straßenbahnschuppens in Favoriten[2]) aufzudecken und die Lücken der damaligen Theorie[3]) nachzuweisen versucht habe. Wir finden im Märzheft der Zeitschrift Beton u. Eisen 1907 durch Versuche die Folgen nachgewiesen, die aus einer unzulänglichen Verbindung von mehreren Walzprofilen zu einer Säule entstehen können, sofern man dieselben als ein statisches Ganze ansieht. Nur sechs Monate später, am 29. August desselben Jahres, fand die Katastrophe bei der Brücke von Quebec statt, die bekanntlich in einer nach dieser Hinsicht fehlerhaften Konstruktion ihre Ursache hatte. Während aber die von mir aufgedeckten Tatsachen nur im engsten Kreise Beachtung fanden, hat dieser ungeheuere Unglücksfall mit einem Schlage der ganzen Welt die angegebene Lücke in unserem Wissen zum Bewußtsein gebracht.

Wenn es noch eines weiteren Beweises dafür bedürfte, welches wichtige, ja notwendige Lehrmittel Bauunfälle für den Fortschritt sind, so eignen sich hierzu einige Vorkommnisse im Eisenbrückenbau. Der Hinweis auf diese ist schon deshalb nicht ohne Interesse, weil man zu behaupten geneigt war, daß Bauunfälle ein Vorrecht des Eisenbetons bilden und der Eisenbau solcher „Schlechtigkeiten“ überhaupt nicht fähig sei. Es sei daher gestattet nachzuweisen, daß Bauunfälle selbst in einer so ausgereiften Fachwissenschaft, wie in der des Eisenbrückenbaues, unabwendbar sind und Erfahrungen darstellen, die wir überall im Sinne des Fortschritts ausnutzen sollten.

Die Wissenschaft wußte im Jahre 1890 über die Tragfähigkeit von Eisensäulen noch so wenig Sicheres, daß hervorragende Gutachter bis zum dreifachen Betrage in die Irre gingen. Erst der grauenvolle Einsturz der Mönchensteiner Brücke brachte die Frage in Fluß und führte zu den Versuchen von Tetmajer, zur Ehrenrettung, aber auch zur Eingrenzung der Gültigkeit der Euler-Gleichung, bei welcher Gelegenheit der obenerwähnte Umstand aufgedeckt wurde. Tetmajer hat bereits damals eine aus Walzprofilen zusammengesetzte Säule untersucht, und ich habe seine Erklärung der vollen Einspannung vergeblich bemängelt[4]). Dann blieb die Frage etwa 25 Jahre lang ruhen, bis die Einstürze von Quebec und Hamburg sie wieder aufrührten und die Versuche in Berlin und Neuyork die Sache wieder ein Stück vorwärts schoben. Gleiche Entwicklungsstufen lassen sich in allen wichtigen Fragen des Eisenbrücken-

[1]) Drei Versuche mit Eisensäulen. B. u. E. 1907, S. 101.
[2]) B. u. E. 1906, S. 83.
[3]) B. u. E. 1906, S. 86 u. 147.
[4]) Z. d. öst. Ing. u. Arch. V. 1898 u. 99.

baues feststellen, wie z. B. bei dem Windverband (der Einsturz der Taybrücke hatte da noch nicht genügt, erst eine Reihe von ähnlichen Vorfällen führte zu der heutigen Klärung), oder bei den Gegendiagonalen (Einsturz der Eisenbahnbrücke bei Salzburg 1885)[1]) u. a. m., ganz abgesehen von Kinderkrankheiten, die jede neue Bauweise durchmachen muß. Nun stand der Eisenbeton vergleichsweise noch kürzlich in den Kinderschuhen, und mancher Unfall ist ein Ausfluß dieses Zustandes. Gerade dort aber kam in Betracht, daß die Herstellung auf der Baustelle einen hohen Grad von Gewissenhaftigkeit nicht nur beim Unternehmer, sondern bei der ganzen Arbeiterschaft voraussetzt.[2]) Wenn also Bauunfälle einerseits nicht zu vermeiden sind, so mußte anderseits erst bewiesen werden, daß es möglich ist, vertrauenswürdige Arbeitsorganisationen zu schaffen.

Die ersten Tragwerke in Eisenbeton waren Gewölbe, und dementsprechend sind auch hier die ersten Bauunfälle zu verzeichnen, weil den damaligen Baumeistern eine genauere Kenntnis der Wirkung des Gewölbeschubes und der einseitigen Belastung abgegangen ist und man ungescheut Ziegelgewölbe zwischen Trägern ohne Schließen ausgeführt hat. Diese Gewölbe halten sich gegenseitig das Gleichgewicht, und die einseitige Wirkung der Nutzlast kommt bei dem großen Eigengewicht nicht zur Geltung. Für die Außenmauer jedoch genügen bei der kleinen Spannweite einige wenige Schließen, die auch von den Mauerschließen unterstützt werden. Die Frage der Sicherheit wurde dabei gewöhnlich gar nicht erwogen. Man macht dies bei den Flachgewölben aus Hohlziegeln bis heute noch nicht besser (siehe auch Abb. 57), bei denen man mit wenig Eisen auszukommen gewöhnt ist, im Vergleich zu einer Eisenbetonplatte von den gleichen Abmessungen.

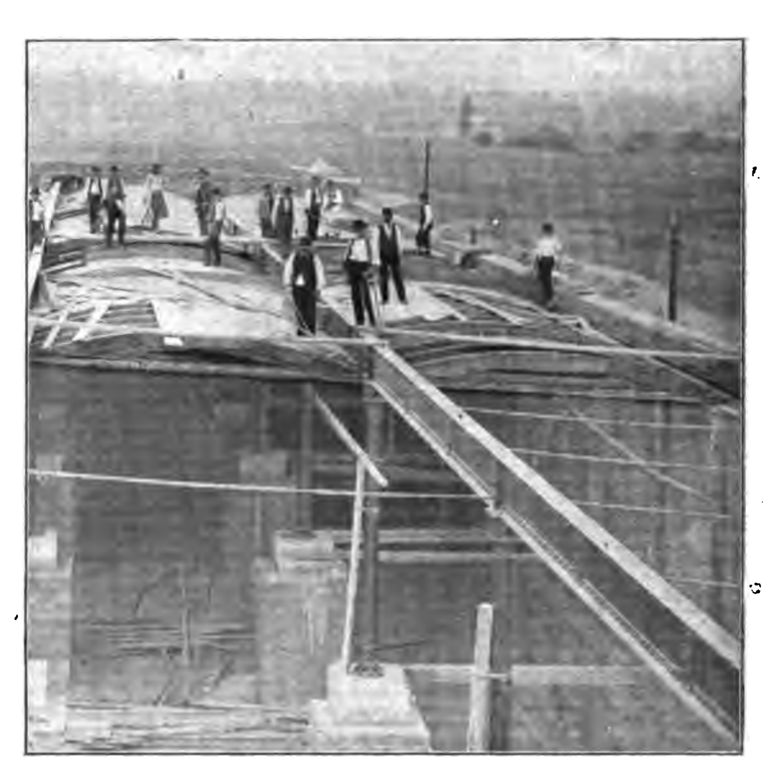


Abb. 1.

Eine der ersten größeren Ausführungen von weitgespannten Moniergewölben entstand beim Bau des Schlachthofs in St. Marx[3]) 1886 in Wien. Abb. 1 stellt dieses Bauwerk während der Ausführung dar. Der Bau bestand aus gußeisernen Säulen mit I-Trägern,

[1]) Siehe „Über die Zulässigkeit schwerer Fahrbetriebsmittel" vom Verfasser. Wien 1887.

[2]) Die damaligen Zweifel gibt das Organ Matrais, Fer-Beton Nr. 2 vom September 1899 in seinem Aufsatze „Méfions-nous du ciment armé" in scharf zugespitzter Weise wieder, als Vertreter des selbsttragenden Profileisens gegenüber der Rundeisenbewehrung.

[3]) Siehe auch Handbuch, zweite Auflage, Band I.

zwischen denen Moniergewölbe eingezogen waren (Abb. 2). Ursprünglich hatte man auch hier keine Schließen zwischen den Säulen vorgesehen und den Bau in der Weise durchgeführt, daß die Schalung auf den Unterflanschen der Träger aufgehängt wurde. Die Spannweite der Bogen betrug 4,5 bis 5 m mit 50 cm Stich und 10 cm Scheitelstärke. Als bei der Fortsetzung der Arbeiten die Schalung und die wenigen Sprießen entfernt wurden, dauerte es nicht lange, daß sich der Bogen zu senken begann und sich um 20 cm gesetzt hat, wie man es noch heute an dem Bau nachweisen kann.

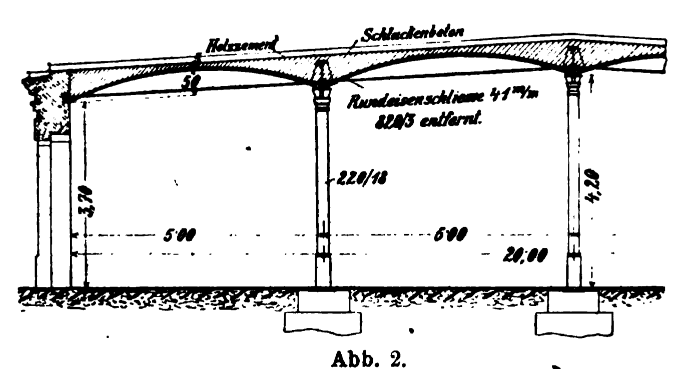



Abb. 2.

Abb. 1 u. 2. Schlachthof St. Marx in Wien.

Man wurde aber diese Erscheinung noch rechtzeitig gewahr und konnte so weiteres Unheil verhüten, indem man das Ganze stützte, Schließen einzog, durch Anschrauben die Gewölbe sicherte, wie dies in Abb. 2 bereits angedeutet ist. Es gelang so, den Bau zu retten. Die Ungewißheit, die über die Tragfähigkeit von Gewölben im allgemeinen und über das Verhältnis von Mauerwerkbogen zu Beton- und Eisenbetongewölben bestand, führte zunächst zu den Versuchen der Südbahngesellschaft in Matzleinsdorf 1887, denen die ersten größeren Eisenbetonbrücken in Mödling folgten[1]), und kam in einem Vortrage zum Ausdruck, den Herr Ingenieur Viktor Brausewetter im Jahre 1889 im Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Verein gehalten hat, und der in dem Antrage gipfelte, einen Ausschuß zu wählen, der sich dem Studium dieser Frage widmen solle. Es ist dies die unter dem Namen „Österreichischer Gewölbe-Ausschuß" zur Berühmtheit gelangte Körperschaft, deren Wirksamkeit im I. Band, S. 320 ausführlich gewürdigt worden ist und die im Österreichischen Eisenbeton-Ausschuß eine Fortsetzung fand.

Bevor es aber noch möglich war, diese wissenschaftlich bedeutende Arbeit und die sich aus ihr ergebenden Folgerungen zur Kenntnis der Praxis zu bringen, ereignete sich der erste größere Bauunfall, der die Aufmerksamkeit weiterer Kreise der Bauwelt auf den Eisenbeton gerichtet hat, umsomehr, als der unter einem Probebogen bei Podol in der Nähe von Prag erschlagene Ingenieur Diss,[2]) Begründer der bekannten Firma gleichen Namens, sich in den weitesten Kreisen der Anerkennung seines Schaffens erfreute. Abb. 3 gibt ein Bild der Unglückstelle, und Abb. 4 zeigt den von Diss angegebenen Entwurf. Die Veranlassung hierzu war sein Bestreben, eine Lösung für die beabsichtigte Überwölbung des Wienflusses zu finden. Es handelte sich dabei um die für damalige Verhältnisse ungeheuerliche Spannweite von 23 m. Der Entwurf des Probebogens wurde von Ingenieur Diss verfaßt, aber erst ausgeführt, nachdem ein Gutachten und eine statische Berechnung des Professors Velflik von der tschechischen Technik in Prag, vorgelegen hatte. Nach dem Unglücksfall hat sich die Gattin des Verstorbenen ein Gutachten über diesen Entwurf geben lassen, das sich in der zweiten Auflage dieses Bandes wiedergegeben findet.

Mit diesem Vorfall war die Entwicklung des Eisenbetons für längere Zeit unterbunden. Professoren am Katheder und die ausschlaggebende Volksstimme der Praxis

[1]) Siehe Handbuch, zweite Auflage, Band VI, S. 336.
[2]) Siehe auch Handbuch, zweite Auflage, Band I, S. 17, Fußnote 3 bei der Firma Diss u. Wayss.

bezeichneten den Beton und den Eisenbeton als einen unverläßlichen Baustoff, dessen Gebrauch mit den größten Gefahren verbunden sei.

Unter diesen Verhältnissen bewährte sich die Ausführung des Antrages V. Brausewetter wie ein Akt der Vorsehung, denn mit dem Erscheinen des Berichtes des ersten

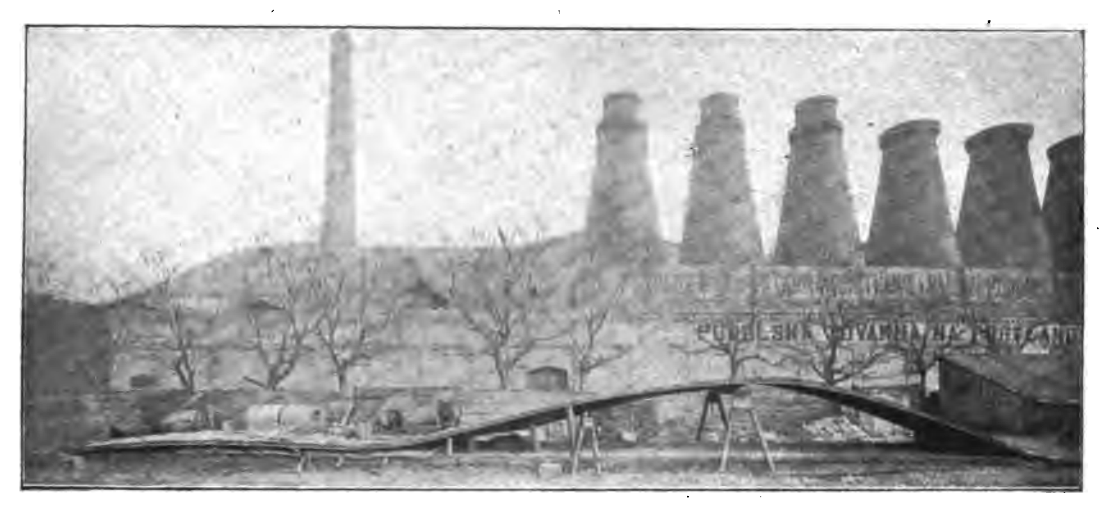


Abb. 3. Probebogen in Podol bei Prag.

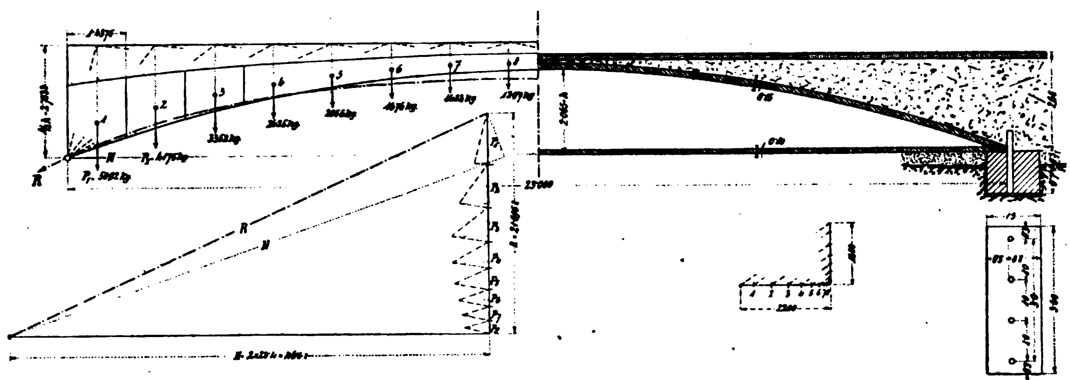


Abb. 4. Entwurf des Probebogens in Podol bei Prag.

Gewölbeausschusses (1894) war dieses Vorurteil besiegt, das fachliche Urteil wurde geschärft und der schätzungsweise Wert der einzelnen Bauweisen durch Vergleichversuche zwischen Bruchstein, Ziegel, Beton und Eisenbeton auf das richtige Maß gebracht.

Damit waren der erneuten Inangriffnahme der Eisenbetonbauweise die Wege geebnet, so daß dann wenige Jahre später der entscheidende Auftakt für die Verallgemeinerung ihrer Anwendung durch Hennebique bei der Pariser Weltausstellung 1900 stattfinden konnte.

Diese mit großer Hast und Überstürzung hergestellte Ausstellung hatte eine ganze Reihe von Bauunfällen gezeitigt. Zunächst fiel es nicht auf, daß auch einiges in Eisenbeton einstürzte, denn es waren auch viele größere Einstürze zu verzeichnen. Bezeichnend für die mangelhafte Kenntnis, die man in Fachkreisen von der neuen Bauweise hatte, ist ein Bericht der Baugewerkszeitung vom 22. November 1899 aus Paris über einen derartigen Vorfall. Dort heißt es:

„Bei einem Bau am Quai d'Orsay wurden Säulen und Decken unter Ausschluß von Trägern und kräftigen Stützen oder Mauern derart hergestellt, daß aus schwachen Rundeisen, die mit Zementmörtel umhüllt waren, „tragende Säulen“ und darüberliegende „tragende Decken“ nach dem „System Hennebique“ hergestellt wurden.“

Wie ich nachträglich feststellen konnte, betraf der Unfall ein Holzgerüst, das mit solcher Wucht auf den Eisenbeton-Unterbau gestürzt war, daß es ihn schwer beschädigte.

Knapp vor der Eröffnung der Ausstellung am 27. April 1900 ereignete sich ein Unfall, der in seiner Tragweite ähnlich gewirkt hat wie der Einsturz in Podol vor acht Jahren, jedoch die Entwicklung nicht mehr ganz aufzuhalten imstande war. Dieser Vorfall hat, wie so mancher spätere, nur die heilsame Folge gehabt, vor übereilten Experimenten zu warnen und die stürmische Entwicklung in sichere Bahnen zu leiten. Der Erfolg Hennebiques hatte eine Unmenge Patente von oft mehr als zweifelhaftem Werte gezeitigt, deren Inhaber bestrebt waren, sich durch auffallende, als Reklame wirkende Ausführungen zur Geltung zu bringen. Für diese Bestrebungen ist die in Abb. 5 dargestellte „Hängebrücke“ in Eisenbeton ein gutes Beispiel. Diese Brücke sollte das Ausstellungsgebäude über eine Straße hinweg mit einem besonderen Schauunternehmen, dem sogenannten „Globe céleste“, einer riesigen Himmelskugel, verbinden.[1])

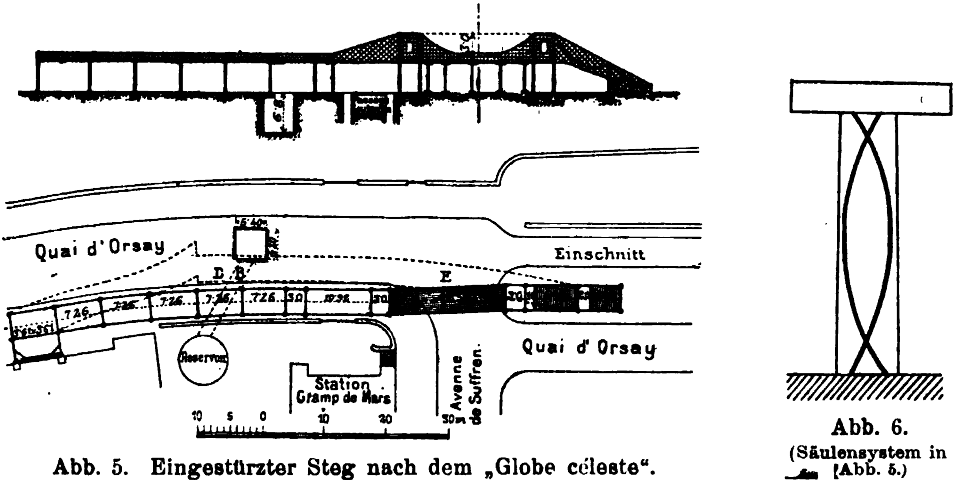



Abb. 5. Eingestürzter Steg nach dem „Globe céleste“.

Abb. 6. (Säulensystem in Abb. 5.)

Die ursprünglich gerade Trasse dieses Viaduktes wurde bei der überhasteten Herstellung gebrochen ausgeführt und auf diese Weise in dem Hängewerk ein Seitenschub hervorgerufen, dem die nach „System Matrai“ bewehrten Säulen (Abb. 6) nicht gewachsen waren.

Durch kleinere Mißerfolge[2]) gewitzigt, deren bemerkenswertester in Nizza beim Bau des Hotel Impérial[3]) eintrat, blieb Hennebique, der erfolgreichste Vertreter der neuen Bauweise, von Unfällen am längsten verschont, bis auch ihn am 28. August 1901 sein Schicksal erreicht hat. Wir werden später ausführlich den Unfall des Gasthofes „Zum Bären“ in Basel behandeln. Es ist hoch anzuerkennen, daß die dortige Baubehörde sich jedem Vertuschungsversuche abhold erwies und durch drei hervorragende Gutachter, den Stadtbaumeister A. Geiser und die Professoren Dr. W. Ritter und F. Schüle, einen Bericht verfassen ließ, der ein Dokument von größter Bedeutung in der Geschichte des Eisenbetons geworden ist.[4])

[1]) Siehe Le Fer-Béton, Juni 1900, S. 137; B. u. E. 1901/02, S. 8, Abb. 12, oder Génie Civil, 22. Juni 1901.

[2]) B. u. E. 1902, S, 6.

[3]) Siehe La Révue technique 1899, S. 563.

[4]) Gutachten über Deckenkonstruktionen an den Vorsteher des Baudepartements in Basel-Stadt, Februar 1902. Auszug hiervon in B. u. E. 1902, S. 15.

Wenn die Baseler Baubehörde der Vertuschung des Vorfalles ebenso Vorschub geleistet hätte, wie dies später leider bei vielen Vorfällen angestrebt wurde und wird, so wäre nicht nur jede Nutzanwendung, jede Möglichkeit, die gewonnene Erfahrung zur Unfallverhütung auszunutzen, verloren gegangen und es daher unmöglich gewesen, Wiederholungen dieser Art zu vermeiden, sondern es wäre auch die eigentliche Absicht dieser Geheimniskrämerei zuschanden geworden, weil die nackte Tatsache, vielfach entstellt und übertrieben, ein ewiger Vorwurf in der Geschichte des Eisenbetons geblieben wäre. Trotzdem kann es nicht wundernehmen, daß ein solch furchtbarer Unfall, wobei ein ganzes Gebäude wie ein Kartenhaus zusammengestürzt war, der Entwicklung der neuen Bauweise vielfach geschadet hat, wenigstens so lange, bis der Bericht der Gutachter erschienen und allgemein bekannt gemacht war. Das dauerte etwa bis gegen Ende 1902. Von 1903 an beginnt der große Aufschwung des Eisenbetons in der Praxis, eine ganze Reihe neuer Bauunternehmer, die beginnen, sich mit der neuen Bauweise zu beschäftigen, trat auf den Plan. Die Folge davon ist eine große Zahl kleinerer Bauunfälle.

Wenn wir nunmehr die weitere Entwicklung des Eisenbetonbaues an der Hand der bekannt gewordenen Bauunfälle verfolgen, so tritt dabei eine eigentümliche Erscheinung zutage, die durch das Eintreten einer Reihe von Einstürzen zur Herbstzeit jedes Jahres gekennzeichnet ist, also zu einer Zeit, wo die eigentliche Bauzeit schon vorüber ist und es sich nur um die Vollendung einiger verspäteter Bauten vor dem Eintreten des Frostes handelt. In welchem Maße dabei die im Spätherbst auftretenden Lufttemperaturen oder die diesen Umstand nicht berücksichtigenden Arbeitsweisen Schuld tragen, läßt sich leicht aus einem Vergleich der Spalten für Bauunfälle erkennen, wie sie in der Zeitschrift „Beton u. Eisen" eingeführt worden sind und die alles das enthalten haben, was in der deutschen Tagespresse über diesen Gegenstand bekannt geworden ist. Greifen wir z. B. die Mitteilungen aus dem Jahre 1909 heraus, so finden wir die erste derartige Mitteilung im Heft 14 auf Seite 243, ohne daß vorher auch nur über einen einzigen Unfall in diesem Jahre berichtet worden wäre. Wir sehen also, daß im ganzen Jahre 1909 kein Unfall sich ereignet hat oder, genauer gesprochen, bekannt geworden ist, bis am 7. Oktober in Elbing ein Dach einstürzt, vier Stockwerke durchschlägt und fünf Menschenopfer fordert. Am 14. Oktober stürzt in Altenstein wieder das Dach eines rasch vollendeten Hauses ein, durchschlägt drei Decken und erschlägt drei Leute. Am 23. Dezember stürzt in Niederrad eine Turnhalle ein. Am 25. Dezember stürzt in Paderborn das Dach eines neugebauten Kaufhauses ein.[1]) Nun finden wir noch einen Hochbehälter bei Kassel von 1000 m³ Inhalt erwähnt[2]), und dann folgt eine längere Pause. Wir blättern vergeblich immer weiter, bis wir wieder im Heft 13 von Beton u. Eisen 1910 auf S. 339 auf die Nachricht stoßen, in Gyula in Ungarn seien acht Arbeiter erschlagen worden, und am 14. Oktober, d. i. ausgerechnet nach Jahresfrist, den ersten Unfall des nächsten Jahres in Deutschland finden. Dieser betrifft ein Dach in Boizenburg, und so geht es weiter bis die Berichterstattung des Blattes durch die amtliche, 1912, abgelöst wurde. Diese regelmäßige Erscheinung hätte durch eine amtliche Statistik noch besser verfolgt werden können. Leider bestand damals noch kein Verständnis für die Bedeutung dieser Einflüsse.

Wir finden die Angabe,[3]) daß sich in Deutschland während fünf Jahren (1905 bis 1910) 137 kleinere und größere Unfälle ereignet haben, einschließlich der

[1]) Die Einzelheiten der Gerichtsverhandlung sind in B. u. E. 1911, S. 403 enthalten.
[2]) Mehrere Unfälle entziehen sich der sofortigen Berichterstattung, wie B. u. E. 1911, S. 377 zeigt.
[3]) B. u. E. 1912, S. 413.

Gerüstunfälle des Betongewerbes, also durchschnittlich 27 im Jahr, von denen natürlich nur wenige in die Öffentlichkeit dringen. Die vorstehend gegebene Zusammenstellung zeigt uns, ohne auf die Frage des Einflusses der Temperatur beim Abbinden näher einzugehen, wo die wichtigste Quelle der Bauunfälle zu suchen ist. Wir wollen daran nur anknüpfend versuchen zu zeigen, wie man in die um diese Jahreszeit eintretenden Unregelmäßigkeiten im Abbinden des Betons und in der Bemessung der Ausschalungszeit Einblick gewinnen und sich vor Schaden bewahren kann. Diesen Vorschlägen[1]) entsprechend wurde bei dem im Winter 1910/11 hergestellten Bau des Kriegsministeriums in Wien vorgegangen. Die Einzelheiten darüber finden sich in dem Aufsatze von Kromus in „Beton u. Eisen" 1911, S. 405 über die Betonkontrolle ausführlich wiedergegeben, und aus der dort gegebenen Zusammenstellung sei hier ein Schaubild (Abb. 7) über die dabei gemachten Beobachtungen wiedergegeben. Es wurden beim Eintritt kühler Witterung regelmäßig Proben aus dem Mischgut entnommen und Versuche mit Kontrollbalken im Alter von 2, 4 und 12 Wochen abgeführt, deren Ergebnisse einen klaren Einblick in die erzielten und erreichbaren Betonfestigkeiten gewähren.

Hat der Beton die Abbindezeit ohne Störung überwunden, so wird eine Frostperiode nur eine Verlangsamung des Abbindens zur Folge haben, wie dies bei den Balken 5, 6 und 3, 4 deutlich in die Erscheinung tritt. Dagegen zeigt der Balken 7, 8, dem die Wärme bei der Abbindung entzogen wurde, daß keine Aussicht besteht, daß ein Beton, der mit den kalten Zuschlagstoffen und eisigem Wasser angemacht wird, auch nur annähernd die Festigkeit des normalen Betons zu erreichen imstande ist. Seine Festigkeitszunahme drückt sich durch einen flachen Verlauf der Festigkeits-Zeitkurve aus, welche bis zum Alter von neun Monaten verfolgt wurde. Das Entziehen der Abbindewärme während der ersten Zeit der Betonierung beim Abbinden des Zements ist für die Festigkeitseigenschaften des Betons entscheidend. Eine der wichtigsten Aufgaben der Unfallverhütung besteht also darin, für die Zeit der ersten kalten Nächte, wo die Temperatur unter 5° Wärme sinkt, das wäre also in Mitteleuropa vom 1. September angefangen, den Unternehmer zu veranlassen, in dieser Zeit bereits mit jenen Vorsichtsmaßregeln zu arbeiten, die er im Winter als selbstverständlich zur Sicherung des Abbindens ansieht, und eine laufende Kontrolle durch Versuche am Bau auszuüben, die ihn vor einem Fehlschlag sicherstellt. Wir sehen aus der Aufstellung Abb. 7, daß die späteren Fröste von Mitte Dezember bis Mitte Februar auf die Festigkeit des Betons nur von geringem Einfluß geblieben sind, sobald sie nicht mit dem Betonierungstage zusammenfallen. Sie bewirken eben nur eine Verzögerung in der Festigkeitszunahme. Die wenigen Frosttage vom 20./27. November bis 6. Dezember haben bei den Balken 7/8 bezw. 11/12 offensichtlich zu Folgeerscheinungen geführt. Abb. 8 stellt die durch das Einfrieren beim Abbinden entstandenen Eisblumen in dem Beton des Balkens 8 dar, die ohne Schaden erhalten geblieben sind. Wir ersehen, daß diese Frosterscheinungen die Festigkeit des Betons weit unter die Hälfte herabsetzen können gegenüber dem, was beim Balken 5/6 und 9/10 leicht erreicht wurde, obwohl dieser Beton unmittelbar vor bezw. nach den Frosttagen betoniert wurde und auch später Frost erhalten hat. Ohne Versuch fehlt uns ein Maßstab, aus dem wir entnehmen könnten, ob die durch die Einwirkung des Frostes entstandene Festigkeitsverminderung eine solche ist wie in dem vorliegenden Fall, wo die Festigkeit des Betons gerade noch hinreicht, so daß dieser noch als zweckentsprechend be-

[1]) „Eine Güteprobe des Betons" in Forscherheft 14 von Ing. G. Neumann.

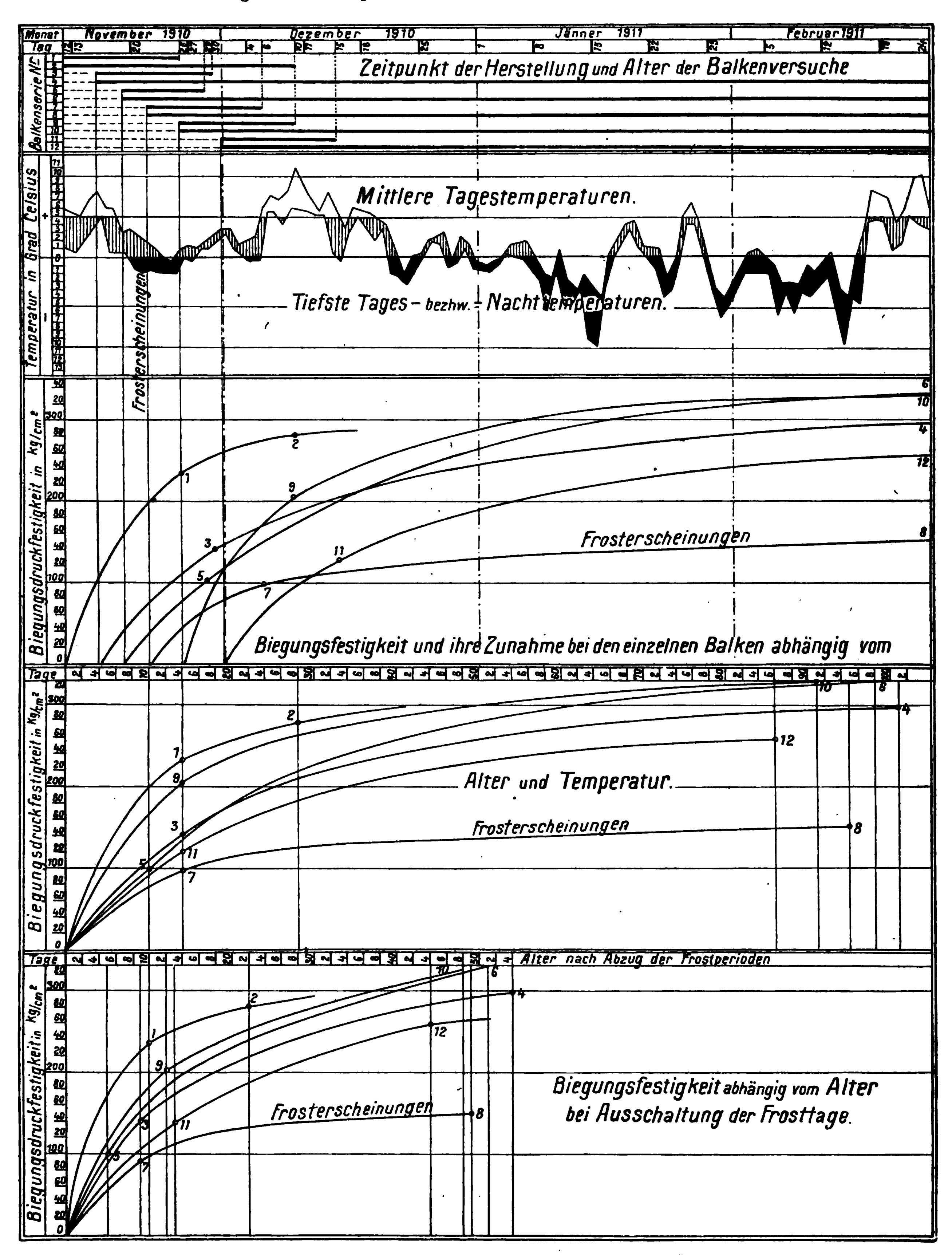



Abb. 7. Probebalken beim Bau des Kriegsministeriums in Wien 1910/11.

zeichnet werden kann, oder ob damit eine Gefahr für das ganze Bauwerk verbunden ist. Um dies zu beurteilen, gibt es kein anderes Mittel als den bei diesem Bauwerk systematisch durchgebildeten Versuch mit Kontrollbalken,[1] ein Verfahren, das vom Verfasser wiederholt mit Erfolg zur Anwendung gelangt ist, so z. B. bei Bauausführungen in der Badestadt Karlsbad, die darauf angewiesen ist, ihre Bauten außerhalb der Kurzeit, d. i. also im Spätherbst und Winter, durchzuführen, und vielen anderen Bauten, deren Dringlichkeit dazu gezwungen hat, sie während dieser gefahrvollen Zeit auszuführen. Mit Hilfe des Kontrollbalkens blieben diese Bauten vor allen üblen Folgen bewahrt. Dabei ist der Bauleiter in die Lage versetzt, die Festigkeitszunahme der Bauteile zu überblicken und den richtigen Zeitpunkt für das Ausschalen angeben zu können. Alle darauf bezüglichen Maßnahmen finden sich in dem Aufsatze „Die Baukontrolle des Betons eine Notwendigkeit“ in der Zeitschrift des Verbandes der Architekten- und Ingenieurvereine 1912, S. 282 zusammenfassend wiedergegeben. Bis auf diesen dunklen Punkt in unserem Bauwesen besteht ein grundlegender Unterschied in der Unfallstatistik zugunsten Deutschlands gegenüber den übrigen Ländern, die kein so gut geleitetes Baupolizeiwesen und keine so gründlichen Bauvorschriften besitzen. Die Hauptquelle des Übels in Deutschland liegt in seinen klimatischen Verhältnissen. Ein Vergleich mit Ländern, die entweder gar keinen Frost, oder solchen, die fortwährend mit der Frostgefahr zu rechnen haben, ist nicht am Platze. Wenn man in Deutschland von den durch den Frost verursachten Unfällen absieht, so kann man sagen, daß dort überhaupt keine nennenswerten Unfälle vorkommen. In Deutschland sind keine derartigen Unglücksfälle vorgekommen wie z. B. der Einsturz in Marquette bei Lille[2]) oder in Mailand,[3]) in Nogent,[4]) in Indianopolis[5]) und viele andere in Nordamerika, wo die Verhältnisse stellenweise klimatisch noch ungünstiger liegen. Da wir aus diesen Einstürzen in fremden Ländern nur wenig für uns Lehrreiches entnehmen können, so ist deren ausführlichere Zusammenstellung unter-

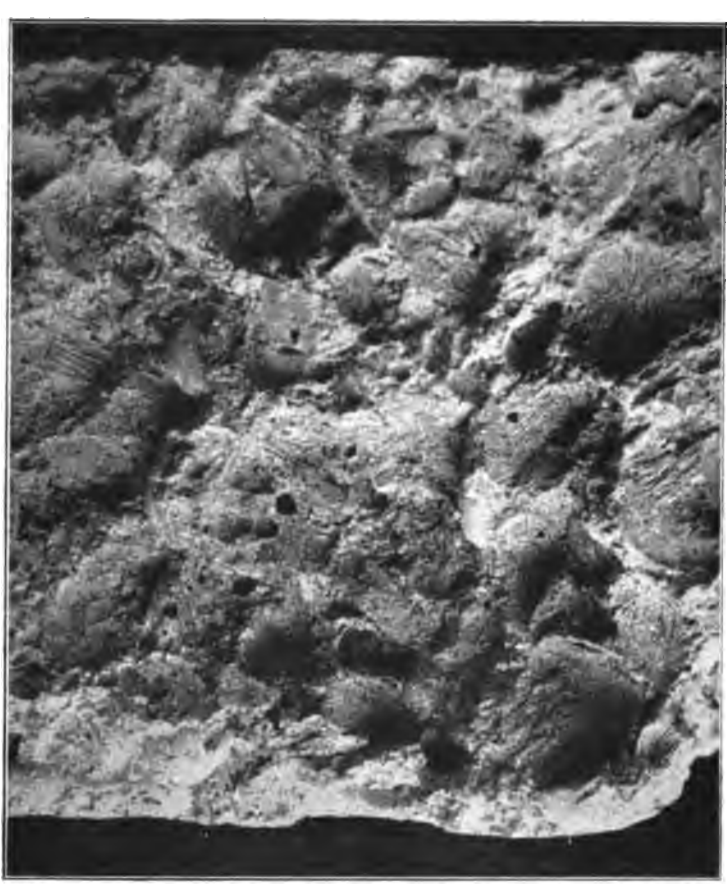


Abb. 8.

[1]) Die österr. Bedingnisse für Eisenbeton 1920 schreiben diese Versuche vor.
[2]) B. u. E. 1908, S. 75. [3]) B. u. E. 1908, S. 180. [4]) B. u. E. 1911, S. 450. [5]) B. u. E. 1912, S. 53.

blieben. Das einzige Land, welches klimatisch ähnliche Schwierigkeiten besitzt, ist Nordamerika, wo ein amtlicher Eingriff zur Behebung dieser Einsturzmöglichkeit wesentlich schwieriger ist. Die Erkenntnis der amerikanischen Fachkreise über diese grundlegende Ursache aller Bauunfälle geht aus einer Aussprache hervor, welche sich im Jahre 1911/12 in den Spalten von Engineering News unter der Überschrift „Why Concrete buildings fail?" abgespielt hat. Wir finden auch dort Darlegungen, daß die Kälte zu einer allgemein physischen Schwäche der Betonbauten Anlaß gibt und so in allen jenen Fällen zum Einsturz führt, wo noch andere Fehler hinzukommen. In Engineering News vom 21. Dezember 1911 findet sich z. B. der bestimmte Satz: Alle Einstürze ereignen sich während des kalten Wetters.

Wir können diese Einleitung nicht vorübergehen lassen, ohne einiger weiterer Begleitumstände aus der Spätherbstzeit zu gedenken, welche dazu führen, daß diese Einstürze zu diesem Zeitpunkt bei in Vollendung begriffenen Bauten, also gewöhnlich vom Dache aus, stattfinden. Das Eisenbetondach ist bekanntlich der schwächste Teil jedes Hochbaues. Seine geringe Nutzlast macht das Dach für eine Lösung in Eisenbeton wenig geeignet, weil eine wirtschaftliche Planung Abmessungen ergibt, die jenseits der Grenzen liegen, welche konstruktiv möglich sind. Dies verleitet den Konstrukteur häufig, einen nur rechnungsmäßig richtigen Entwurf zu machen und, um wirtschaftlich zu bauen, Abmessungen zu wählen, welche zu schwach sind. Außerdem wird die Erhärtung des Betons der Dachplatte durch frühzeitigen Luftabschluß gestört, und das Dach muß seine volle Nutzlast nach der Ausschalung sofort tragen. Es erhält bei der Herstellung des Dachschutzes möglicherweise noch Überlastungen. Was an der Schneelast fehlt, wird durch das Mehrgewicht des mit Wasser angesogenen Betons mehr als ausgeglichen. Das Dach ist daher das einzige Tragwerk, welches sofort voll ausgenutzt wird, dessen Herstellung naturgemäß in die kälteste Jahreszeit fällt. Dabei haben die Arbeiter trotz der zunehmenden Kälte gewöhnlich die vom Sommer her gewohnte große Wassermenge bei der Betonbereitung beibehalten und hat der Bauunternehmer inzwischen Zeit gefunden, nachzurechnen und zu ersehen, daß der betreffende Bau nach Rechnungsabschluß ihm doch nicht den erwarteten Gewinn bringt, eine Überraschung, welche sich nicht nur bei jungen Unternehmungen, sondern auch sonst häufig genug einstellt. Nun werden alle teuren, erfahrenen Kräfte entlassen, in allen Belangen gespart, um den Verlust hereinzubringen, und das Dach mit überhasteter Eile fertiggestellt, um dem drohenden Winter zu entgehen, ohne zu wissen, daß die gefährliche Kälte bereits da ist. Das sind die Zustände, unter welchen die ersten Nachtfröste regelmäßig ihre Opfer für den Einsturz reif vorfinden.

Während die Haftpflichtversicherung bereits seit langem allgemein eingeführt ist, hat sich hierzulande bisher keine Versicherungsgesellschaft bereit finden wollen, eine Versicherung gegen Bauunfälle einzugehen. Die Haftpflichtversicherung des Deutschen Betonvereins mit dem Versicherungsverein A.-G. in Stuttgart beträgt bei den Unternehmern, die keine Bau- und Abbrucharbeiten ausführen, 2,75 vT., sonst aber 6,5 vT., bezogen auf die Jahressumme der ausgezahlten Löhne und Gehälter. Als Mindestbetrag gilt 50 000 Mark, und bei Steigerungen tritt in der Summe ein entsprechender Nachlaß ein. Die einzige Versicherungsgesellschaft, die auch Bauunfälle in ihr Arbeitsgebiet einbezieht, war vor dem Kriege die Excess Insurance Comp. in London und ihre festländischen Vertreter. Sie fordert für die Versicherung durch eine jährliche Bauperiode 5 vT. bis zur Fertigstellung und $3^3/_4$ vT. nach Fertigstellung des Gebäudes von der zur Versicherung angemeldeten Schadensumme, wobei die Versicherungspflicht auf den Einsturz und seine unmittelbaren Folgen beschränkt bleibt. Die Versicherung ist

immerhin so hoch, daß der gewissenhafte Unternehmer sie einzugehen kaum bereit sein wird, während wohl anzunehmen ist, daß die Versicherungsgesellschaft auf Verträge mit anderen Unternehmungen wenig Gewicht legen dürfte. Während bei allen anderen Versicherungsarten, wie z. B. bei der Feuerversicherung das zu versichernde Bauwerk in Klassen eingereiht wird, für die je nach der Feuergefährlichkeit die Versicherungsgesellschaften besondere Vorschriften herausgegeben haben, die eingehalten werden müssen, sofern der Versicherte die kleinste Rate anstrebt, so besteht für die Bauunfallversicherung kein derartiger Maßstab. Um dieses Versicherungswesen auf eine gesunde Grundlage zu stellen, wäre ein ähnliches Vorgehen zweckmäßig, um den vorsichtigen, auf seinen Ruf bedachten Unternehmer, der alle nötigen Vorsichtsmaßregeln trifft, gegen außerordentliche Vorkommnisse, die außerhalb der menschlichen Berechnung liegen, sicherzustellen. Wenn dies bisher noch nicht geschehen ist, so hat dies darin seinen Grund, daß heute selbst der beste Unternehmer im Betonbau ein Risiko übernimmt, welches keine Versicherungsgesellschaft zu teilen bereit ist.[1]) Erst wenn die Unternehmer allgemein jene Betonkontrolle eingeführt haben werden, wie sie sich in vorstehenden Vorschlägen niedergelegt findet, auf Grund deren man dann nicht mehr nur auf bloße Vermutungen über die Güte des Betons angewiesen ist, sondern auch wirklich weiß, was das Bauwerk tun wird, wenn man es ausschalt, wird das Betonbauwesen auf der gesunden Grundlage stehen, die die Mitwirkung der Versicherungsgesellschaften ermöglicht. Heute fehlt diesen Gesellschaften jeder Maßstab für eine Abstufung der Versicherungsprämien, und die Folge davon ist, daß, wie das oben angeführte Beispiel zeigt, diese Prämien so hoch gegriffen werden, daß der Bauunternehmer von der Versicherung keinen Gebrauch machen kann.

Die Erkenntnis der Bedeutung einer laufenden Betonkontrolle hat sich bisher nicht allgemein Bahn gebrochen, weil dies aus dem Rahmen des Gewohnten heraustritt. Das einzige, was in dieser Richtung geschehen ist, besteht darin, daß man sich sowohl in Deutschland wie in Österreich zu einer umständlichen Untersuchung des vorgeschlagenen, am Bau selbst durchführbaren Prüfungverfahrens entschloß, um den Übertragungskoeffizienten [2]) auf den Würfel festzustellen. Es sind dies höchst verdienstliche Arbeiten, [3]) welche die Frage auch heute noch nicht als abgeschlossen hinstellen, weil es dabei immer noch etwas zu erforschen gibt und in absehbarer Zeit geben wird. Eigentümlicherweise geben die meisten wissenschaftlichen Versuche über die Einwirkung von Kälte auf Beton eine unvollständige, oft irreführende Auskunft. Sie beweisen damit nur, daß man auch im Winter sehr guten Beton herstellen kann, daß es aber nicht so einfach ist, im Versuch jenen Grad von Sorglosigkeit nachzuahmen, der sich von selbst ergibt, wenn eine im Sommer zweckentsprechend geschulte Arbeiterschaft plötzlich bestrebt ist, noch vor dem Frost fertig zu werden. Manche dieser Laboratorienversuche [4]) liefern so herrliche Ergebnisse, daß man es gar nicht für möglich hält, am Bau einen so schlechten Beton anzutreffen, bei dem man mit dem Spazierstock wie in einen Schotterhaufen hineinfahren kann, und doch ist dieser erfrorene Beton, der seine Unbrauchbarkeit so einfach offenbart, ungefährlich zu nennen im Vergleich mit jenem von sonst tadelfreiem Aussehen und einer Festigkeit

---

[1]) Siehe Katastrophen-Versicherung, B. u. E. 1912, S. 368.

[2]) B. u. E. 1919, S. 109 „Die Verhältniszahl der Biegedruck- und Würfelfestigkeit".

[3]) Siehe Heft 19 des Deutsch. Aussch. f. Eisenbeton u. Heft 6 des österr. Aussch. f. Eisenbeton über Kontrollbalken, ferner den Nachweis ihrer Übereinstimmung in B. u. E. 1919, S. 109.

[4]) Siehe z. B. Heft 13 des Deutsch. Aussch. f. Eisenbeton, S. 27, wo es heißt: „III. Geringer Frost (—5 bis —10° C) schadet, solange der Beton bei normaler Temperatur erzeugt wurde, seiner Erhärtungsfähigkeit nur wenig". Der Betonpolier ist bei — 5 °C auf der Baustelle leider nicht in der Lage, Beton mit „normaler" Temperatur herzustellen; so etwas geht nur im Laboratorium.

etwa gleich der halben zulässigen Druckbeanspruchung, also einem Beton, der nicht einmal das Eigengewicht zu ertragen imstande ist. Wenn in einem Bau sich auch nur an einer einzigen Stelle so etwas findet, so bedeutet das eine Katastrophe, deren Ursache nachher sich nur dann nachweisen läßt, wenn dieser halbgefrorene Beton in großerer Ausdehnung vorkommt. Die unvollständige Erforschung dieser Frage veranlaßt den Gutachter, alle anderen, bei einem derartigen überhasteten Bau meist reichlich vorhandenen Fehler zur Erklärung heranzuziehen. Diesem Umstande ist es zuzuschreiben, daß mit dem Eintreten einer amtlichen Berichterstattung, d. i. vom Jahre 1912 an, die von niedriger Temperatur herrührenden Unfälle scheinbar in Deutschland vollständig aufhören und „niedrige Temperatur" auch nicht mit einer Silbe mehr als Einsturzursache erwähnt worden ist. Wir finden sogar die Jahreszeit des Einsturzes, als nicht unmittelbar der Erfahrung dienlich, weggelassen, und ebenso blind, wie sich die Behörde gegen diese große Gefahrenquelle stellt, geht auch der Unternehmer am Abgrund vorbei, ohne es zu wissen. Anstatt diese Hauptursache aller Bauunfälle zu beseitigen, hat man zu Schutzmaßnahmen allgemeiner Art Zuflucht genommen, die sich gegen alle Einsturzmöglichkeiten richten. Bezeichnenderweise hören die Einstürze im Betonbau mit dem Eintritt des strengen Winters auf, und es gibt eine ganze Reihe großer Betonbauwerke, die im tiefsten Winter im hohen Norden und im Hochgebirge ausgeführt worden sind und eine Glanzleistung des Betonbaues bilden. Es ist ganz falsch, den Frost im allgemeinen als ein Hindernis für den Betonbau zu bezeichnen, wie dies in manchen Vorschriften zu lesen ist, sondern die Gefahr liegt darin, daß sich im Herbst eine durchgreifende Änderung aller Verhältnisse vollzieht, der kein Unternehmer ohne eine gleichlaufende Prüfung zu folgen imstande ist. Sobald der Unternehmer weiß, daß er Vorsichtsmaßregeln anzuwenden hat, ist damit auch jede Gefahr beseitigt. Die Gefahr liegt eben in den ersten plötzlich auftretenden kalten Nächten und Frösten des Spätherbstes oder zu Anfang eines milden Winters, wo der Unternehmer keine Gefahr vermutet.

Das Fehlen katastrophaler Erscheinungen in jenen Ländern, in denen man auf die Ausbildung der Baugesetze und die Ausübung der Baupolizei mehr Gewicht legt, läßt den Rückschluß berechtigt erscheinen, daß die wohltätige Wirkung dieser Vorschriften nicht ausgeblieben ist. Es soll indessen damit durchaus nicht die Meinung vertreten werden, daß man durch bis ins einzelne durchgearbeitete Vorschriften oder übertriebene Beaufsichtigung jeden Unfall verhüten könne, sondern nur gesagt werden, daß man durch Feststellung allgemeiner Grundsätze und Vorkehrungen erzieherisch auf das Fach wirken kann und dieses insbesondere von Wettbewerbern frei erhalten kann, die die Sache nur angreifen, um rasch Geld herauszuschlagen, ohne Rücksicht darauf, was sonst daraus entsteht.

Wir können auf diesem Gebiet seit der 1. Aufl. dieses Bandes (1909) zwei wichtige Fortschritte verzeichnen, die Aufstellung einer amtlichen Unfallstatistik für Eisenbetonbauten in Deutschland durch den Runderlaß vom 18. September 1911 und die Neuherausgabe der deutschen Eisenbetonvorschriften 1916. Die letzteren stellen als erste und wichtigste Forderung den § 831 des B. G. B., als den Nachweis der gründlichen Kenntnis der Bauweise beim Unternehmer und Bauleiter an die Spitze. Schon früher haben die Gerichte in immer schärferer Weise diesen Paragraphen als Grundlage ihrer Rechtsprechung betont und wiederholt entschieden, daß eine verantwortungsvolle Bauausführung nur geprüften Ingenieuren und nicht nur Monteuren oder ähnlichen minderfähigen Personen übertragen werden darf. Dort, wo dies nicht geschieht, scheint das Verschulden der ausführenden Firma erwiesen und wird diese für alle daraus entstehenden Folgen verantwortlich gemacht. Es sei hier eine Entscheidung des Reichsgerichts angeführt, obwohl sie ein

anderes Fachgebiet betrifft. Am 15. Mai 1900 stürzte eine Brücke während der Ausbesserungsarbeiten mit einem über sie hinwegfahrenden Postzuge ein. Die in erster Instanz verurteilte Firma wandte sich an das Reichsgericht, und dieses stimmte der Annahme des Sachverständigen zu, daß es sich nicht von der Hand weisen lasse, daß ein wissenschaftlich gebildeter Ingenieur über die Tragweite der Gefahren eine bessere Vorstellung besitze als ein Monteur, der gewohnt sei, die Anweisungen Dritter auszuführen.

Die Ausführungsberechtigung bedarf jener Beschränkung, die sich bei jedem anderen Gewerbe ergeben hat, das oft mit einem weit geringeren Maß an Kunstfertigkeit, insbesondere mit unvergleichlich weniger Verantwortung zu rechnen hat. Wenn man schon davon absehen will, dem gewöhnlichen Arbeiter einen höheren Grad von Erfahrung vorzuschreiben, als den, der ihn für den Unternehmer nutzbar zu machen geeignet ist, so ist es schon beim Polier oder Vorarbeiter nötig, einen besonderen Stand von Betonmeistern zu schaffen, als Voraussetzung für eine einwandfreie Arbeit. Dieser Stand wäre um so wichtiger, als es kaum möglich ist, bei allen übrigen tätigen Kräften als da sind Ingenieure, Beamte und Unternehmer, eine allerseits berechtigte und befriedigende Grenze zu ziehen, welche die hinreichende von der unzulänglichen Erfahrung für den Betonbau scheidet. Dies war vielleicht in den Anfängen des Eisenbetons denkbar, jetzt aber, wo der Eisenbeton in allen Gebieten des Bauwesens vertreten ist, wo man nicht von jedem Baufachmann verlangen kann, daß er sich einseitig „spezialisiert", muß man die Kenntnis der Grundlagen des Eisenbetons als eine Voraussetzung für die allgemeine Bildung eines Baufachmannes hinstellen, *man kann nicht mehr dem „Spezialisten" jene Vorzugstellung einräumen wie einst, wo man den Eisenbeton wie ein Geheimmittel behandelt hat.* Bei dieser Sachlage erscheint die Ausbildung eines Standes tüchtiger Betonmeister als der Ausweg, der uns die Möglichkeit gibt, über die oft mangelhafte Erfahrung einerseits der Bauleitung und anderseits der Arbeiter hinwegzukommen. In hervorragender Weise sind diese Gesichtspunkte vom Geheimen Oberbaurat *Launer* in sieben Punkten beim VIII. Internationalen Architekten-Kongreß in Wien 1908 zusammengefaßt worden, die hier im Auszuge wiedergegeben werden mögen.[1])

1. Der Unterricht in der Eisenbetonbauweise sollte für die jungen Studierenden auf allen baugewerblichen Fachschulen und an den Technischen Hochschulen *Pflichtunterricht* sein.

2. Den in amtlichen Stellungen bereits befindlichen oder zur Überwachung derartiger Bauausführungen berufenen Personen sollte durch besondere Veranstaltungen Gelegenheit gegeben werden, auf dem laufenden zu verbleiben.

3. Die Ausbildung besonderer Poliere (Betonmeister), wie sie auch F. v. Emperger vorschlägt.

4. Bei der Verdingung von Eisenbetonarbeiten sollte nicht die Billigkeit eines Angebots maßgebend sein; es ist vielmehr unter möglichster Vermeidung öffentlicher Verdingungen auf die Heranziehung eines beschränkten Kreises von bei größeren Bauten bewährten Unternehmern Bedacht zu nehmen.

5. In die technischen Bedingungen der Verträge sind auch Vorschriften über einen geregelten und streng zu handhabenden Überwachungsdienst durch fachwissenschaftlich gebildete Persönlichkeiten aufzunehmen.

6. Besonders wirkungsvoll zur Abwehr leichtsinniger, ungenügend vorgebildeter Unternehmer erscheint die Veröffentlichung von Unfällen in amtlichen Zeitschriften.

[1]) B. u. E. 1908, Heft IX, S. 209.

Eine solche Statistik wird wesentlich zur fachwissenschaftlichen Belehrung und zur Kennzeichnung fahrlässiger Unternehmer führen.

7. Von wesentlicher Bedeutung für die Verhinderung von leichtsinnigen Ausführungen kann im Deutschen Reiche das Gesetz zur Abänderung der Gewerbeordnung vom 7. Januar 1907, das seit dem 1. April 1907 in Geltung ist, herangezogen werden. Danach kann nach Art. 1 Bauunternehmern und Bauleitern der Betrieb des Gewerbes oder einzelner Zweige desselben untersagt werden, wenn ihre Unzuverlässigkeit in diesem Betriebe dargetan ist; nach Art. 3 kann die Ausführung und Leitung eines Baues bestimmten Personen untersagt werden, wenn nach dem Ermessen der Behörde die praktische Erfahrung oder die technische Vorbildung dieser Person nicht genügt oder Unzuverlässigkeit sie ungeeignet macht Dieses Gesetz gewährt die beste Handhabe zur Reinigung des Baugewerbes im allgemeinen und des Eisenbetonbaues im besonderen von leichtfertigen, gewinnsüchtigen und unfähigen Persönlichkeiten und gewährleistet die öffentliche Sicherheit und die allgemeine Wohlfahrt.

Die meisten Wünsche des Herrn Geheimrats Launer harren auch heute noch ihrer Erfüllung; so hat insbesondere gerade während der Kriegszeit die gewissenlose Unterbietung bei Wettbewerben zu großen Mißständen Anlaß gegeben, weil die Preissteigerung die Gültigkeit der geschlossenen Verträge in Frage stellt und so die Handhabe zu unbegrenzten Nachforderungen geboten hat. Der einzige Schritt zu einer Regelung auf diesem Gebiete geschah durch die sowohl in Deutschland wie in Österreich aufgestellten Bedingnisse für Bauten aus Beton und Eisenbeton.[1]) Durch eine genauere Festlegung aller Voraussetzungen und Nebenbedingungen bei der Angebotstellung wird der Spielraum für eine Unternehmung mit dehnbarem Gewissen wesentlich eingeengt und ihr die Möglichkeit entzogen, billigere Angebote unter der Voraussetzung einer unrichtigen Auslegung der Baubedingnisse zu machen und sich durch Nachtragsforderungen schadlos zu halten. Wir sehen dadurch eine ganze Reihe von Streitfragen beseitigt, die sonst bei jedem Abschluß eines Baues auftauchen. Im gleichen Sinne wirken die zur einfachen Regelung von Streitfragen eingeführten Schiedsgerichte, insbesondere auch der Runderlaß vom 10. Mai 1910[2]), der die Einzelheiten solcher Schiedsgerichte bei Verträgen über Staatsbauten festlegt. Ein weiterer Schritt geschah durch die Annahme der Vorschläge des Verfassers für Schiedsgerichte und Schiedsämter[3]) in der n.-ö. Ingenieurkammer und im Gremium der Sachverständigen in Wien, sowie durch die Schaffung eines besonderen Ausschusses für das Schiedsgerichtswesen in Berlin Durch eine rasche Erledigung auftauchender Meinungsverschiedenheiten ist dem soliden Unternehmer ebenso gedient wie dem Bauherrn, während der unsolide Unternehmer langwierige Prozesse als Druckmittel für unberechtigte Forderungen vorzieht.[4])

Man mutet der besseren Einsicht des Bauherrn zuviel zu, wenn man es ihm überläßt, die Lehren aus der Unfallstatistik und die Ratschläge des § 831 zu befolgen. Keine noch so gewissenhafte Unternehmung wird es sich zur Pflicht machen, ihn hierüber aufzuklären, weil es sich selbst verdächtigen hieße. Sie wird auch gewöhnlich unterlassen, freiwillig die geringen Mehrkosten einer Betonkontrolle auf sich zu nehmen, weil sie in der schärfsten Abwehr gegen unlauteren Wettbewerb steht, und so kommt es, daß alle Beteiligten mit bezug auf Bauunfälle auf ihr gutes Glück vertrauen, ähnlich wie die Soldaten, die sagen, daß nicht jede Kugel ihren Mann trifft.

[1]) Im B.-K. 1920 und 1921 abgedruckt.
[2]) B. u. E. 1910, S. 212. „Runderlaß, betreffend die Schiedsgerichte bei Verträgen über Staatsbauten".
[3]) B. u. E. 1917, S. 114. „Schiedsgerichte u. Schiedsämter" von Dr. v. Emperger.
[4]) B. u. E. 1911, S. 336. „Schiedsgerichte".

Der Runderlaß vom 10. Mai 1910 hat durch seine von unparteiischer Seite verfaßten Berichte über Bauunfälle unseren Einblick in alle anderen Vorgänge, mit Ausnahme der Frühfröste im Herbst, wesentlich gefördert, besonders wenn wir uns des Zustandes entsinnen, der vorher bestand, und wie er noch heute in allen Ländern außerhalb Deutschlands besteht, von denen nur Nordamerika, das Land, wo alles „Allergrößte" zu Hause ist, wo also auch die größten Bauunfälle zu finden sind, insofern eine Ausnahmestellung einnimmt, weil dort die Öffentlichkeit bei jedem Vorkommnis von jeher eine viel einflußreichere Rolle gespielt hat. Die amerikanische Presse ist auf ein bedenkenloses Hinaustragen jeder fachlich unberufenen Meinung derart eingerichtet, daß es schwierig ist, die amerikanischen Bauunfälle zu behandeln, da man aus den Nachrichten nur schwer das Richtige herausfinden kann.

Bei allen Unfällen in Europa, mit Ausnahme von Deutschland und der Schweiz, tritt man, wenn das Ereignis sich nicht verheimlichen läßt, sofort mit der beruhigenden Versicherung vor die Öffentlichkeit, daß die Angelegenheit in den Händen des Gerichts sei. Diese Erklärung schneidet jede weitere Erörterung ab, sie enthält aber auch die durch Erfahrung festgestellte Tatsache, daß damit die Sache auch begraben ist. Denn erstens findet das Gericht so gut wie nichts, und zweitens hat das Gericht keinen Anlaß, das Wenige, was es findet, anderen Leuten mitzuteilen, als solchen, die sich inbetreff der Sache in Schweigen hüllen. Daran ändert die sogenannte Öffentlichkeit des Gerichtsverfahrens so gut wie gar nichts.

Bei diesem Mangel an Öffentlichkeit kommt aber sowohl die Fachwissenschaft als auch die Gerechtigkeit und das sachlich interessierte Publikum zu kurz. Das Verfahren paßt so recht in jene bureaukratischen Verhältnisse hinein, wie sie am ausgebildetsten in Frankreich herrschen, wo die Mitarbeit der öffentlichen Meinung als eine Behinderung der ruhigen aktenmäßigen Erledigung angesehen wird. Man lese z. B. nur die Versicherungen, die beim Einsturz der Mühlen in Marquette-lez-Lille der Abgeordnete und der Maire am Grabe der Verunglückten abgegeben haben! Was wurde da nicht alles versprochen! Bis heute, nachdem doch das Gericht seine Arbeiten längst abgeschlossen hat und die Sache derart verjährt ist, daß niemand damit weh getan würde, hat noch keine Fachzeitschrift eine Zeile der Klarstellung darüber gebracht, und wenn morgen beim Neubau im Nachbararrondissement dieselben Fehler wiederholt werden sollten, dann darf man dieses kurzsichtige bureaukratische Verfahren wohl als allein schuldtragend bezeichnen. Es ist das eine Gerechtigkeit, die nicht nur eine Binde vor den Augen hat, sondern noch mit heuchlerischer Miene auf das nachbarliche Deutschland hinweist und sagt, der dort vorgeschriebene klare Nachweis aller Vorfälle beweise, daß sich in diesem Lande viel mehr Unfälle ereignen.

In recht deutlicher Weise spricht sich in dieser Hinsicht die Anklage des Staatsanwalts gegen einen Unternehmer in Philadelphia aus. Darin wird gesagt: „Es kann hier nur in Frage stehen, ob der Tod dieser Menschen durch eine grobe Nachlässigkeit oder durch eine vollständige Unkenntnis der Angeklagten verursacht wurde. In beiden Fällen sind sie schuldig; denn Häuser werden nicht deshalb gebaut, damit sie sofort zusammenstürzen. Waren diese Männer so unwissend, um ein Eisenbetongeschäft zu betreiben? Wenn ja, so ist der Mißbrauch offenkundig. Niemand ist berechtigt, sich für geeignet zu halten, eine Sache auszuführen, wenn er sie nicht versteht, am allerwenigsten aber durfte man das Leben anderer Leute in Gefahr bringen." Die Anklage führt weiter aus, daß die Behauptung, man hätte es hier mit einem neuen und unsicheren Baustoff zu tun, als keine Entschuldigung gelten darf, weil das nur zu den entsprechenden Vorsichtsmaßregeln verpflichtet hätte.

Im allgemeinen werden selbst die schwerwiegendsten Bauunfälle, bei denen durch irgend einen Zufall nicht mindestens eine Person getötet wurde, als „interner Vorfall" behandelt. Ist aber jemandem etwas geschehen, dann ist wohl das Gericht und die Öffentlichkeit gezwungen, sich mit der Angelegenheit zu befassen. Auf einen Einblick in die gerichtlich erhobenen Tatsachen darf indessen der Fachmann nicht rechnen.

Wie wenig aussichtsvoll es ist, Einblick selbst in ein bereits abgeschlossenes Verfahren zu erhalten, geht aus der folgenden Erledigung hervor, die ich erhalten habe und die man sich bei jedem Gericht holen kann, wenn man etwas über einen Einsturz erfahren will.

Der Erste Staatsanwalt G..., den 12. Juli 1913.
bei dem Gemeinschaftlichen Landgericht.
Aktenzeichen: M. 9/12, 6692.

Auf Ihre Eingabe vom 6. Mai 1913 wird Ihnen mitgeteilt, daß Abschriften aus den Strafakten gegen den Ingenieur und Architekt N. N. hier und Genossen wegen Vergehens nach § 330 Str. G. Bs. an dritte Personen nicht erteilt werden können und auch die Aktenvorlage nicht angängig ist.

Unterschrift.

An Herrn k. k. Oberbaurat Dr.-Ing. Fritz Edler von Emperger
in Wien.

Bei gerichtlichen Verfahren genügt es oft von seiten der Beteiligten, die Sache durch die unmöglichsten Behauptungen derart zu verwirren, daß der arme Jurist auf dem Richterstuhle nicht anders als mit einem Freispruche vorgehen kann. Jedenfalls besteht auf diesem Gebiet eine große Unregelmäßigkeit in der Strafbemessung oder im Freispruche trotz zweifelloser Schuld. Es sollte wenigstens die Grenze zwischen der zivil- und strafrechtlichen Verantwortlichkeit besser gezogen sein. Wer die Gesichtspunkte kennt, die beim Haftpflichtgesetz der Eisenbahnen und in neuester Zeit auch bei Kraftwagen den Transportunternehmern das Leben sauer machen, der wird sicher den Wunsch begreiflich finden, daß auch die Haftpflicht der Bauunternehmer in einer besseren Form festgelegt werden sollte, insbesondere durch genaue Scheidung der zivilrechtlichen und strafrechtlichen Seite, während es jetzt nicht schwer fällt, der Verantwortung nach beiden Richtungen durch eine widersprechende Verteidigung ein Schnippchen zu schlagen.

Verfolgen wir einmal die Gesichtspunkte, die bei Betriebsunternehmungen zu diesen Ausnahmegesetzen geführt haben. Nach dem Bürgerlichen Gesetzbuch ist die erste Voraussetzung einer Schadenersatzpflicht, daß der Betroffene den Nachweis liefert, daß ein Verschulden desjenigen vorliegt, der zum Schadenersatz angehalten werden soll. Dieser Rechtsgrundsatz ist heute überall als unzulänglich anerkannt und wurde, nachdem 20 Jahre Eisenbahn ins Land gegangen waren, durch besondere Haftpflichtgesetze ergänzt. Die 20 Jahre Erfahrung hatten gelehrt, daß es bei einer Betriebsunternehmung in der großen Mehrzahl der Fälle, wenn nicht in allen Fällen undurchführbar sei, das Verschulden nachzuweisen und so diese erste Bedingung der Haftpflicht zu erfüllen. Die Ausnahmegesetzgebung für diese Art der Unternehmungen, die später in kurzen Zwischenräumen auf andere, verwandte Gebiete, wie das der Elektrizität und des Kraftfahrzeugwesens, Ausdehnung fand, nimmt die Schuld des Unternehmers als erwiesen an und zwingt daher umgekehrt den Schadenersatzpflichtigen, seine Unschuld zu beweisen, wenn er sich den Folgen des Unfalls entziehen will. Für unsere Schlußfolgerungen auf dem Gebiete der Bauunternehmung ist es von Interesse, daß dieser Beweis sich auf drei Möglichkeiten beschränkt: 1. eigenes Verschulden des Betroffenen, 2. das Verschulden dritter Personen und 3. Naturereignisse. Ausdrücklich

jedoch ist hervorgehoben, daß die Unternehmung alle Folgen, die von ihren eigenen Einrichtungen und dem Verhalten ihrer Angestellten und Untergebenen herrühren, zu tragen verpflichtet ist. Wir sehen sofort, welch himmelweiter Abstand zwischen diesen klaren Verhältnissen und jenen bestehen, die es unerfahrenen, aber leichtsinnigen Unternehmern möglich machen, das Feld ihrer Tätigkeit auf ein Gebiet zu verlegen, das in so hohem Maße Erfahrung fordert wie der Betonbau. Wenn ein Gericht die nutzlose Prozeßhandlung unternimmt, Schuldige herauszusuchen, so bleiben gewöhnlich Leute in den Maschen des Gesetzes hängen, die am wenigsten daran Schuld tragen, und zur zivilrechtlichen Haftpflicht führt weniger der Zwang des Gesetzes als der Vorteil, einen aufsehenerregenden Prozeß durch einen billigen Ausgleich zu vermeiden. Stellen wir uns dagegen vor, daß ähnliche Grundsätze auf allen jenen Gebieten der Bauunternehmung Platz greifen würden, wo, wie im Eisenbetonbau, selbst die geringste Nachlässigkeit Leib und Leben in Gefahr bringen kann, so würde auch hier, wie seit langem auf dem Gebiete des Transportbetriebes, das Bestreben entstehen, durch Wahl entsprechender Systeme und Verfahren sich diesen unangenehmen Folgen zu entziehen, und würden unerfahrene Unternehmer es gar nicht wagen, diesen gefährlichen Boden zu betreten.

Wie schwierig es ist, bei der Menge von Fragen, die jeweilig bei einem Einsturz in Betracht kommen, richtig zu urteilen, geht aus der Beobachtung hervor, daß bei fast allen Unfällen bei Eisenbetonbauten die Beurteilung der Ursachen ein andere zu sein pflegt, je nachdem der Beurteiler ein Bauunternehmer, ein Baubeamter oder ein Statiker ist. Der Bauunternehmer findet zumeist die Ursache in unglücklichen Zufälligkeiten, allenfalls im Leichtsinn der Arbeiter, der Baubeamte ist häufig geneigt, schl chtem Baustoff die Schuld zu geben, und der sachverständige Statiker macht sich mit Eifer an die Nachrechnung und findet dann fast immer konstruktive Fehler.

In den meisten Fällen sind aber die Unfälle auf eine Summe von Versehen und Zufälligkeiten zurückzuführen, die in den Jahreszeiten, in denen die Natur mithilft, einen guten Beton zu erzeugen, unbemerkt vorübergehen, während der Herbst die Übeltaten ans Tageslicht bringt.

Als ein Beispiel dafür, wie verschiedenartig die Ursachen sind, die schließlich zum Einsturz führen, sei auf den bereits erwähnten Einsturz in Paderborn[1]) im Herbst 1907 verwiesen. Der Zuschlagstoff war, obwohl örtlich allgemein in Gebrauch, ein solcher, daß damit im Laboratorium Festigkeiten von nur 65 kg/cm² erzielt wurden. Dabei war die Bauleitung der Firma, die den Bau durch eine Unterbietung von 30 vH. erworben hatte, in einer kläglichen Verfassung, die Pläne selbst waren vielfach mangelhaft, so wurde insbesondere die Setzung in den verschiedenen Mauergattungen nicht berücksichtigt, kurz, es fehlte an allen Punkten. Dann natürlich bedarf es nur eines Anstoßes, damit es irgendwo zum Einsturz kommt, und es ist müßig, nach einer Hauptursache zu suchen.

Den Mangel einer Literatur sollte in der ersten Auflage dieses Werkes eine Rundfrage ersetzen. Leider war diese ohne Erfolg. Aus Orten, wo Unfälle sich bereits ereignet hatten, kam die lokalpatriotische Versicherung, daß ein solches Vorkommen dort ausgeschlossen sei. Als Gipfel der Liebenswürdigkeit war es anzusehen, wenn ein Schreiben einlief, wie das untenstehende, das einesteils zur Rechtfertigung und Kennzeichnung der Quellen, die zur Verfügung standen, andernteils um gleichstrebende Fachgenossen vor dieser vergeblichen Arbeit zu warnen, wiedergegeben werden soll, und das das eifrige Bestreben des Absenders erkennen läßt, sein Land gegenüber fremder Neugier als frei von solchen Unterlassungssünden darzustellen:

---

[1]) B. u. E. 1910, S. 25 u. 88; 1911, S. 403.

Administration Communale de<br>3. Division. Nr. 28 057.

le 4 Décembre 1907.

Monsieur!

Comme suite à votre lettre en date du 12 Novembre 1907, nous avons l'honneur de vous faire connaître que, jusqu'à ce jour, aucun accident dû à l'emploi du béton armé ne s'est produit sur le territoire de notre ville.

Nous croyons devoir vous faire observer que, si des accidents de ce genre se présentaient, nous ne pourrions, sans sortir de notre rôle, vous faire intervenir dans des questions qui sont d'ailleurs d'ordre purement civil.

Agréez, Monsieur, l'assurance de notre parfaite considération.

Par le Collège:<br>Le Secrétaire,

Le Collège des Bourgmestre<br>& Echevins.

Monsieur l'Ingénieur Fritz von Emperger,<br>Vienne.

Der Herr Bürgermeister sagt: Es gibt bei uns keine Unfälle und selbst wenn es solche gäbe, so kann ich Ihnen darüber nichts sagen!

Bei dem Mangel einer genauen Statistik des Auslandes ist man bezüglich der Zahl, Ausdehnung und der Folgen der Bauunfälle außerhalb Mitteleuropas nur auf Vermutungen angewiesen. Die gewissenhafte Veröffentlichung dieser Vorkommnisse in Deutschland hat dem Auslande, für dessen Wohlwollen uns gerade die Tage des Friedensschlusses so wenig erfreuliche Beweise gebracht haben, Gelegenheit zu hämischen Bemerkungen gegeben, doch braucht dies niemanden irre zu machen. Wir werden die Menschen nicht ändern, die stets Gott danken, daß sie nicht so schlecht sind wie die anderen. Wir sollen nur erkennen, daß ein Übel, wenn man es verheimlicht, wie das anderwärts geschieht, nicht besser wird.

Veranlaßt durch mehrere Vorträge des Verfassers hat sich der „Internationale Verband für Materialprüfungen der Technik" bemüht, für diese Frage eine internationale Grundlage zu finden. Die Behandlung von Bauunfällen wurde in die Aufgaben des Vereins aufgenommen und vor dem Krieg eine Kommission unter dem Vorsitz des Verfassers geschaffen, welche fast in jedem Kulturland einen Ausschuß besaß, um die Frage zu behandeln. Ihre Zusammensetzung war die folgende:

**Sous-Commission 41a — Unterkommission 41a — Sub-Committee 41a.**

Accidents dans les constructions en béton armé — Unfälle bei Eisenbeton-konstruktions-Bauten — Reinforced Concrete Building Accidents.

Präsident: Dr. Fritz von Emperger, Wien I, Dominikanerbastei 4.

Membres — Mitglieder — Members.

Allemagne — Deutschland — Germany:

J. Bürstenbinder, Baurat, Hamburg, Admiralitätsstr. 56.

Lorenz-Meyer, Regierungs- und Baurat, Berlin, Ministerium f. öffentl. Arbeiten.

Dr.-Ing. W. Petry, Regierungsbaumeister, Direktor des Deutschen Beton-Vereins, Obercassel-Siegkreis.

Grande Bretagne — Großbritannien — Great Britain:

Edwin O. Sachs, 8 Waterloo Place, Pall Mall, London.

H. Kempton Dyson Secr. } Repr. of the Concrete Institute { Denison House, 296 Vauxhall-Bridge Rd., Westminster, London S. W.

S. Bylander } Repr. of the Concrete Institute { 8 Duke Str. Adelphi, London W. C.

Australasie — Australasien — Australasia:

J. J. Clark, Architecte, Melbourne, 395 Colins.

W. H. Warren, Professor, Sydney University.

Robert Scott, Professor. M. Inst. C. E. Canterbury College Christchurch, New Zealand.

Autriche — Österreich — Austria:

Karl Haberkalt, k. k. Ministerialrat, Wien IX, Lichtensteinstr. 39.
V. Brausewetter, Ingenieur, Wien IV, Gußhausstr. 16.

Belgique — Belgien — Belgium:

Paul Christophe, Ingenieur prinzipale, Bruxelles, 56 Avenue des Rogations.
Hadelin Rabozée, Professeur a l'école Militaire, 46 rue Victor Lefèvre.
M. Monoyer, entrepreneur, Bruxelles, 59 rue Gachard.

Danemark — Dänemark — Denmark:

B. Christiani, Ingenieur, Kopenhagen, Raadhuisplaads 77.
C. J. Ottesen, Inspektor d. dän. Fabriks-Aufsichtsamtes, Kopenhagen V, Enghaveplatz 13.
E. Suenson, Professor, Techn. Hochschule, Kopenhagen.

Espagne — Spanien — Spain:

J. Marva y Mayer, général du génie, représentant „L'INSTITUT DES REFORMAS SOCIALES“, Catalania de los Donades 3.

Etats Unis de l'Amérique — Vereinigte Staaten von Nordamerika — United States of America:

Wm. B. Fuller c/o Johnson and Fuller, New York, N. Y.
R. P. Miller, Superintendent of Building Borough of Manhattan Municipal Building, New York, N.Y.
Sanford E. Thompson, Newton Highlands, Mass.

France — Frankreich — France:

A. Mesnager, professeur, directeur du Laboratoire des Ponts et Chaussées, 182, Rue de Rivoli, Paris.
M. Hennebique, 1, Rue Danton, Paris.
Edmond Coignet, Ingenieur, Paris, 20, Rue de Londres.

Hongrie — Ungarn — Hungary:

Josef Beke, techn. Oberrat, Albrecht ut. 1, Budapest.
Josef Schustler, Ingenieur, VI., Kecskeméti ut. 19, Budapest.
Dr. Konst. Zielinski, Professor, Müegyetem, I, Budapest.

Italie — Italien — Italy:

Italo Chiero, ing., directeur de la Società Gabellini, Rom, Casella postale, 452.
Giulio Revere, Ingenieur, professeur à l'Ecole Polytechnique, 40, Via Vittoria, Milano.
Silvio Canevazzi, ing., directeur de l'Ecole des Ingénieurs, Bologna.

Japan:

Tadahiko Hibi, Professor, Kyoto, Imperial University Kyoto.
Dr. Shinzo Kasai-Onoda Cement Co., Onoda, Yamaguchi-Ken.
Keisaku Shibata, Professor, Tokio, Imperial University Tokio.

Norwège — Norwegen — Norway:

Pas encore nommé — noch nicht ernannt — not yet nominated.

Pays Bas — Niederlande — Netherlands:

A. A. Boon, Ziv. Ing. der Zement Ijzer Werke, Amsterdam-Overtoom, 484 H.
W. Hanegraff, Hauptmann d. Genie a. D., Stadtbaudirektor, Deventer.
J. van Hasselt, Civil-Ing., ehem. Stadtbaudirektor von Amsterdam, Oesterhoutlaan, 9, Harlem.

Roumanie — Rumänien — Romania:

Fantoli Cesare, Ingénieur, Strada Occidentu 11, Bucarest.
Eremie Tiberiu, Ingénieur, Strada Stirbei Voda 188, Bucarest.

Russie — Rußland — Russia:

H. Hirschson, St. Petersburg, Basseinaja, 44.
A. Loleit, Bauleiter der A. G. für Beton- und andere Bauarbeiten, Moskau, Olchowskaja 6.

Suisse — Schweiz — Switzerland:

F. Schüle, Professor, Direktor der Eidgen. Materialprüfungsanstalt (Präsident de la commission 41 pour l'étude du béton armé — Präsident der Kommission 41 für Eisenbeton — Chairman of the Committee 41 for reinforced concrete).
Fritz Locher, Ingenieur, Zürich.
N. Maillart, Ingenieur, Zürich.

Suède — Schweden — Sweden.

Ing. A. Björkmann, Stockholm.
Ing. O. J. Ross of Hjelmale, Vorstand des Laboratoriums Stockholm.

Diese Kommission konnte wegen des Krieges ihre Arbeiten nicht beginnen. Wir können nur hoffen, daß sie nach Wiederherstellung der internationalen Beziehungen ebenfalls neu aufleben wird, weil das Interesse an der Beseitigung der Bauunfälle allen Nationen gemeinsam ist.

Man macht sich gewöhnlich einen falschen Begriff über die Zahl der Opfer, die ein anscheinend so wenig gefährliches Gewerbe wie das Baufach kostet. Erst eine vollständige unparteiische Statistik würde uns einen richtigen Maßstab dafür geben. Mit Schaudern liest man von einem einzelnen großen Schiffsunfall, trotzdem die Zahl seiner Opfer verschwindet im Vergleich mit jenen Ziffern, wie sie eine Statistik dieses Gewerbes bietet.

Es sei aus den vielen Zweigen des Bauwesens ein Beispiel herausgegriffen. Im Februar 1907 schreibt „Everybody's Magazine": „Der Bau von Wolkenkratzern in Chicago hat im Verlauf des letzten Jahres unserem Gemeinwesen eine Blutsteuer auferlegt, die wohl beispiellos in den Annalen dasteht. Nach den Listen der Arbeiterunion der Eisenarbeiter für Brücken- und Hochbau hatte im Staate Illinois die Zahl der Toten im vorigen Jahre 26 betragen, der bis zur Arbeitsunfähigkeit Verwundeten ebenfalls 26, der Leichtverwundeten 80, im ganzen also 132 auf einen Mitgliederstand von 1358 Arbeitern. Diese hat sich im letzten Jahre auf 156 Fälle erhöht, also von 10 vH. auf 12 vH., eine Erhöhung, die auf die Überlastung in den Arbeiten zurückzuführen ist."

Man darf wohl sagen, daß diese Verlustziffern ganz unerhört hoch sind und ebenso wie die in der Folge beschriebenen großen Unglücksfälle im Eisenbetonbau sich auf die mangelhaften Baugesetze in Nordamerika zurückführen lassen. Dabei geben die Ziffern nur die Unfälle an, soweit sie die Mitglieder der „Union" betreffen. Die allgemeine deutsche Statistik für Unfälle des Betongewerbes für die Jahre 1905 bis 1910 zählt, wie bereits bemerkt, 137 Vorfälle und 236 Beschädigte auf, darunter 40 Tote oder durchschnittlich 8 Menschen im Jahr, die dem Einsturz im Betonbau zum Opfer gefallen sind, während 39 mehr oder weniger schwer verletzt werden. Eingeschlossen in diese Zahl sind die ungemein zahlreichen Gerüstunfälle, die nicht wohl als eigentliche Betonunfälle anzusprechen wären. Bezogen auf die Zahl der dabei beschäftigten Arbeiter ist diese Ziffer immerhin im Vergleich mit dem früher angeführten Beispiel eine verschwindende zu nennen. Diese Stichproben zeigen aber, daß kein Zweig des Baufaches von solchen Erscheinungen verschont bleibt. Um sich einen Begriff zu machen, welche Unfallmöglichkeiten das Bauwesen einer Großstadt mit sich bringt, ist ein Bericht der New Yorker Stadtbauämter vom Jahre 1910 lehrreich.[1]) Dieser weist nach, daß im Laufe eines Jahres 2341 Fälle vorgelegen haben, bei denen es sich um Baufehler konstruktiver Natur gehandelt hat, 1933 wurden auf Grund der Aufträge der Ämter vom Eigentümer behoben, 104 erst über gerichtlichen Auftrag. Bei 5 vH. der erstgenannten Fälle mußten die Bauteile ganz abgerissen und entfernt werden. Eisenbeton wird dabei nicht besonders behandelt und nur nebenbei erwähnt.

## A. Bauunfälle durch elementare Gewalt.

Hier wären alle Vorkommnisse außerordentlicher Art, zu deren Abwehr nichts geschehen kann, zu behandeln.

Wir wollen diese Ereignisse, denen wir, soweit „vis major" in Betracht kommt, machtlos gegenüber stehen, nach den vier Elementen getrennt vorführen: 1. Für die

[1]) Siehe Eng. News 1911, S. 144.

Erde: Erdbeben und Rutschungen, 2. Für Wasser und Luft: Hochwasser und Ungewitter, 3. Für das Feuer: Explosionen und Brände, wobei wir in den letztgenannten Abschnitt alle außergewöhnlichen Stoßkräfte mit einbeziehen wollen.

Hinzu kommt noch, als „vis minor“ das Herabfallen einzelner Teile bei der Bauausführung und bei Bränden und Explosionen sowie während des Betriebes u. ä.

### 1. Erdbeben und Rutschungen.

Als ein vollständig erdbebensicheres Wohnhaus kann nur das Zelt des Nomaden gelten, wie es sich z. B. in Japan, wo Erdbeben zu den täglichen Erscheinungen gehören, zu einem Gebäudetyp ausgebildet findet. Eine solche ideale Lösung ist bei höheren Ansprüchen an ein Wohnhaus undenkbar.

Die Erdbebensicherheit ist ein Wert, der in seiner Tragweite erst durch ein Erdbeben selbst erprobt werden kann, d. i. durch die örtliche Größtwirkung des Erdbebenstoßes, ähnlich wie der Fachmann bei einer Brücke den Größtwert der Hochwassermenge zu ermitteln und zu berücksichtigen bestrebt ist, obwohl diese Ermittlung durch außerordentliche Vorkommnisse in Frage gestellt werden kann, und ferner durch die örtliche, oft wechselnde Empfindlichkeit der Fundamentschicht gegen Erdbebenstöße. Man glaubt annehmen zu dürfen, daß diese Empfindlichkeit bei Felsenfundamenten am geringsten ist, weil sich dort der Stoß auf große Massen verteilt und keine große Hebung eintritt; doch wird dies naturgemäß von der Mächtigkeit des Felsens und von seiner Lage zum Erdbebenherd abhängen.[1]) Ist die Herstellung auf einem Felsen ausgeschlossen, so kann die sonstige Güte der Anordnung des Fundaments dies teilweise ersetzen und gegen die Wellenbewegung schützen, die das die Felsschicht überlagernde Erdreich mitmacht.[2]) Wenn wir also die Erdbebensicherheit eines Gebäudes beurteilen wollen, so müssen wir Gebäude von denselben Fundierungsverhältnissen vergleichen und dieselbe Stärke und Richtung des Erdbebenstoßes in Betracht ziehen. In jedem Falle bieten uns Schließen oder eine Bewehrung die einzige Möglichkeit, Mauern gegen solche Angriffe widerstandsfähig zu machen, doch sind in San Francisco Gebäude mit starken wagerechten Schließen, selbst mit Eisenbetondecken mangels eines lotrechten Verbandes abgehoben und verdreht und auf diese Weise schwer beschädigt worden. Der Eisenbeton kommt nur dort voll zur Geltung, wo das ganze Gebäude monolithisch, also auch mit lotrechten Schließen ausgeführt ist, wo es dann auch eine Widerstandsfähigkeit gegen Drehungsbeanspruchungen besitzt. Die Zahl einwandfreier Beispiele von Eisenbetonbauten in Kalifornien war zur Zeit des letzten Erdbebens von San Francisco 1906 nur gering, und viele der günstigen Rück-



Abb. 9. Eisengerippe mit Vorhangmauern.

[1]) B. u. E. 1906, Heft VII, S. 168.
[2]) Siehe Silberg, Handbuch der Erdbebenkunde.

schlüsse lassen sich nur von dem guten Verhalten der hohen Eisengerippebauten ableiten (Abb. 9). Von den wenigen Beispielen sei ein 24 m hoher Glockenturm in Millscolleg nahe bei Oakland erwähnt, der trotz seiner nur 10 cm dicken Umfassungsmauern vollständig unbeschädigt blieb, ferner das Warenhaus von Bekins in San Francisco, das erst im Bau begriffen war. Schließlich sei noch auf ein älteres Gebäude dieser Art, die dortige Akademie der Wissenschaften, hingewiesen, deren Anbau eine Eisenbetondecke auf gußeisernen Säulen gezeigt hat. Diese Umstände haben das Vertrauen der dortigen Bauwelt auf den Eisenbeton dermaßen gehoben, daß dieser beim Neubau von San Francisco die wichtigste Rolle gespielt hat.[1])

Ein Erdbeben deckt unbarmherzig bei allen Bauten die Bauschäden auf, und es bietet so ein gewisses Interesse zu sehen, was sich hinter den glattverputzten Flächen des fertigen Baues alles verborgen hatte.

Man muß daher auch bei den Neubauten in San Francisco bei der Wiederholung einer solchen Katastrophe auf Überraschungen gefaßt sein. Keinesfalls darf man sich durch das Schlagwort irreführen lassen, daß Eisenbeton erdbebensicher sei, sondern seine Bewehrung muß diesem Zweck entsprechend angeordnet werden, wenn er seiner besonderen Aufgabe gerecht werden soll. Bei monolithischen Gebäuden wird das Haus als eine Einheit beansprucht. Es sollen daher alle anders konstruierten Häuser dort weitgehend beschränkt werden, wo Erdbebenstöße stärker und regelmäßig auftreten.

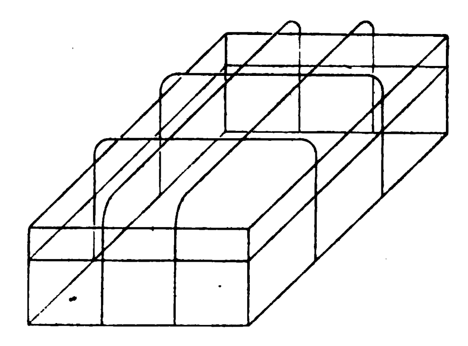


Abb. 10.

Der Verfasser hat auf Grund des Studiums des Laibacher Erdbebens anläßlich des Unglücks in Süditalien[2]) ein erdbebensicheres Haus in Eisenbeton (Abb. 10) konstruiert, ein Fachwerk, bestehend aus Rahmen nach den Hauptrichtungen, je nach dem Grundriß, radial oder gekreuzt, und Decken nach einem Hängwerksystem. Diese Anordnung ist bis auf die solide Verbindung mit einem Fundamentklotz einem Vogelkäfig nachgebildet.[3])

Bei dem internationalen Wettbewerb, der im Jahre 1910 in Turin nach dem Erdbeben in Messina ausgeschrieben worden war, sind 214 Arbeiten für erdbebensichere Bauten eingelaufen.[4]) Von diesen wurden die drei Arbeiten des Ingenieurs Danusso, des Verfassers und jene von Gianfranceschi & Revere mit den drei ersten Preisen ausgezeichnet. Der Gedankengang bei allen drei Preisträgern besteht in der Bekämpfung des Erdbebenstoßes durch ein Gerippe aus Eisenbeton, und sie unterscheiden sich nur dadurch, daß sie verschiedene Decken und Vorhangmauern in Vorschlag bringen, so z. B. geschieht dies bei dem letztgenannten Entwurf mit Hilfe des Hohlblockbaues.

Anläßlich des Erdbebens in Tirnovo (Bulgarien) 1913 gibt ein Bericht[5]) lehrreiche Aufschlüsse über das Verhalten der Eisenbetonbauten.

Mit der Frage der Rutschungen befassen sich die Kapitel Grundbau und Bergbau,[6]) wo jener Vorkehrungen gedacht ist, die das Gebäude gegen die Senkungen des Bodens.

---

[1]) B. u. E. 1909, Heft II. Die Wiedergeburt San Franciscos.
[2]) B. u. E. 1909, Heft V, S. 130.
[3]) Vergl. die 1. Aufl. des Handbuches in demselben Kapitel.
[4]) B. u. E. 1909, S. 394.
[5]) B. u. E. 1913, S. 401.
[6]) Handbuch, 2. Aufl., Bd. III u. VII, siehe auch B. u. E. 1909, S. 325.

sicherstellen sollen. Sie sind im Wesen ähnlich wie die gegen Erdbeben. Dem Eisen obliegt die Aufgabe, den Zusammenhalt aller Gebäudeteile sicherzustellen, so daß das Bauwerk sich auf dem beweglichen Boden wie ein Schiff fortbewegen kann, ohne zu zerfallen.

Die Abb. 11 stellt einen Vorfall dar, welcher sich bei einer Stützmauer[1]) ereignet hat, welche den Eingang zu einer Schleuse bilden sollte. Trotz der mit Bilder belegten Einzelheiten wird uns der Ort des Unfalls nicht bekannt gegeben. Er soll hier wegen seiner Eigenart Platz finden und um zu zeigen, welche geringen Kräfte genügen, einen so riesigen Mauerwerkskörper in Bewegung zu setzen. Die Mauerfundamente ruhten auf hartem Schotter und reichten nicht tief unter den Kanalboden, weil ein unterer bogenförmiger Anschluß an sie beabsichtigt war. Zur Herstellung des Kanals bediente man sich eines offenen, 1 : 1 geböschten Einschnittes. Die starken Abmessungen der Stützmauer erklären sich dadurch, daß sie einer schiefen Eisenbahnbrücke als

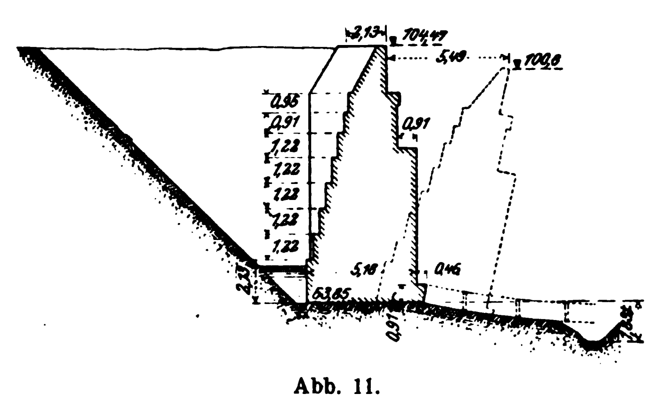


Abb. 11.



Abb. 12. Zerstörung der Stützmauer Abb. 13.

Auflager dienen sollte. Der hohe Grundwasserstand verlangte eine ausgiebige Entwässerung, welche in der Kanalmitte vorgesehen worden ist. Ein Regen trat

[1]) Eng. News 1912, Febr. S 384.

hinzu, und dies verzögerte die Herstellung des Kanalbodens. Es darf dies als der eigentliche Grund des Unfalles bezeichnet werden. Zur Hinterfüllung bediente man sich eines Baggergefäßes von $1^1/_2$ $m^3$, und die Erde wurde aus einer Höhe von 3 bis 12 m herabfallen gelassen. Auf diese Weise wurde die Mauer in Streifen von 1,20 m stufenweise und durchgehend hinterfüllt. Diese Hinterfüllung, die wegen des erwähnten Grundwassers und Regens stark wasserhaltig war, hatte durchschnittlich die halbe Höhe der Mauer erreicht, als nach geringen Anzeichen, denen man zunächst keine Bedeutung beimaß, die ganze Mauer sich in Bewegung setzte und in ihrer ganzen Länge von 120 m sich 5 m weit mit einer Senkung von 1,20 m verschob, so zwar, daß nichts übrig blieb, als sie wegzusprengen und neu zu bauen. Der Vorfall soll insbesondere bei jenen Stützmauerbauten Beachtung finden, welche Gewölben als Widerlager dienen und daher im fertigen Bauwerk ganz anderen Beanspruchungen ausgesetzt sind, als während der Bauausführung. Sie soll als Beweis dienen, daß die Annahmen der gewöhnlichen Rechnung für den Erddruck für Ausnahmefälle nicht hinreichen, indem man in dem vorliegenden Falle nach den vorerwähnten ersten Anzeichen rechnungsmäßig nachgewiesen hatte, daß die Mauer so stark wäre, daß sie den erwähnten Verhältnissen vollständig gewachsen sei.

Bei Winkelmauern aus Eisenbeton besteht die Möglichkeit, das sich bewegende Erdreich zur Bekämpfung der Umsturzgefahr auszunutzen.

Welch ungeheuren Kräfte das Wasser im Erdboden durch seine Verflüssigung auslöst, beweist Abb. 12, die den Einsturz einer hohlen Stützmauer, einer Zufahrt zu einem Viadukt in St. Louis, Missouri, darstellt.[1]) Diese Stützmauer wurde von 3,3 m bis zur vollen Höhe hohl, d. i. aus zwei Wänden bestehend, ausgeführt, wie aus Abb. 13, dem Grundriß, ersichtlich ist. Dieser Hohlraum sollte mit Erde ausgefüllt werden. In Abständen von 5 bis 6 m waren Querwände aus Beton angebracht. — Diese Füllarbeiten wurden, ehe die Erde abgedeckt werden konnte, von einem Gewitterregen überrascht, und das Wasser wurde in den Zwischenraum hineingeführt, wie aus Abb. 13 ersichtlich ist. Wie Abb. 12 zeigt, fielen dem die äußere Mauer und eine Querwand zum Opfer, während die innere Mauer dem weit größeren Hinterfüllungsdruck ohne weiteres standhielt.

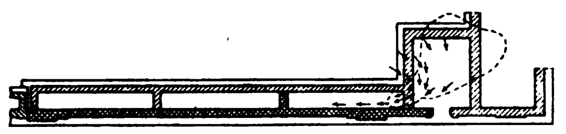


Abb. 13. Hohle Stützmauer.

**2. Hochwasser und Ungewitter.**

Die Vorteile des Eisenbetons kommen für dieses Element hauptsächlich bei Brücken zur Geltung, die, verglichen mit eisernen und hölzernen Brücken, eine wagerechte Steifheit und Widerstandsfähigkeit zeigen, die diese nicht besitzen, doch auch, verglichen mit steinernen Brücken, kommt ihr Zusammenhang mit den Widerlagern und Pfeilern sowie schließlich die Möglichkeit schlanker, das Flußbett nicht beengender Pfeilerbauten in Betracht, so zwar, daß sie das Beste liefern, was sich auf diesem Gebiete an Hochwassersicherheit erzielen läßt.[2]) Es war gerade dieser Umstand, der dem Verfasser die Einführung von Eisenbetonbrücken in Nordamerika (1893 bis 1896) wesentlich erleichtert hat, da die Presse berichten konnte, daß bei einem Hochwasser längs des ganzen Gerinnes alle Brücken, ob aus Holz oder Eisen, weggeschwemmt worden waren bis auf eine, und daß gerade diese eine Brücke die sonst so verdächtige Eisenbeton-

[1]) Eng. News 1912, den 27. Juni und 26. September, S. 558.
[2]) Ton.-Ztg. 1905, S. 1331.

brücke gewesen war. Das beigefügte Bild der von mir im Jahre 1894 erbauten Brücke über den Housonatic River während eines Hochwassers im Jahre 1896 (Abb. 14) diene als Ergänzung zu der Darstellung derselben Brücke in Bd. III 3, S. 73, Abb. 82 in der ersten Auflage, weil ich wegen dieses Vorfalles ein Dankschreiben der Gemeinde mit diesem Bilde erhielt. Es sei ferner auf die ebenda befindliche Abb. 79 eines Hochwasserunfalls in Topeka verwiesen. Nordamerika ist ein Land der ungewöhnlichen Hochwasser und daher reich an solchen Vorfällen.[1])



Abb. 14.
Brücke in Stockbridge, Mass., bei Eisgang.

Abb. 15 zeigt den lehrreichen Fall des Einsturzes einer halben Bogenbrücke, und zwar ist dies die Meridian-Straßenbrücke in Indianopolis bei dem Hochwasser im Jahre 1913. Dieser Vorfall ist eine besondere Eigenheit der Melanbrücken, kann sich aber nur unter amerikanischen Verhältnissen ereignen, wo der Unternehmer wegen des Wettbewerbs mit minderwertigen Entwürfen oft gezwungen ist, unverantwortlich seichte Fundamente der Brückenpfeiler herzustellen. Wenn bei einem außerordentlichen Hochwasser ein Stau vor solch einer seicht fundierten Brücke eintritt, so bildet sich ein Kolk vor dem Pfeiler, der halbe Pfeiler senkt sich und reißt auch die halbe Brücke in die Tiefe, da die Unterteilung durch die bei der Melan-Bauweise vorgesehenen I-Träger diese Trennung ermöglicht.

Wenn dem Verfasser kein Unfall einer Betonbrücke durch Sturm bekannt geworden ist, so schreibt er dies demselben Umstande zu, der ihn gezwungen hat, in



Abb. 15. Einsturz eines Bogenstreifens in Indianopolis.

dieses Kapitel drei Unfälle auf dem Gebiete seiner eigenen nicht umfangreichen Praxis aufzunehmen. Derartige Unfälle werden teilweise geheim gehalten, teilweise in der Öffentlichkeit als etwas so Nebensächliches angesehen, daß ihre Kenntnis nicht über die nächste Umgebung hinausdringt. Der Leichtsinn, mit dem man bei manch n Eisenbetonbauten hinsichtlich der Berücksichtigung der Windkräfte umgeht, wartet auf

[1]) Siehe auch Eng. News November 1912, S. 916.

irgend einen Unfall, der die Gefährlichkeit dieses Beginnens dartut. Viele Konstrukteure betrachten eine Eisenbetonbrücke unter demselben Gesichtswinkel wie eine Steinbrücke, ohne zu bedenken, daß ihr nur geringes Eigengewicht in keinem Verhältnis zu der vergrößerten Spannweite steht. Hierbei handelt es sich nicht um außerordentliche Vorkommnisse, sondern um die Kräfte, unter denen ein Bauwerk immer die nötige Standfestigkeit besitzen sollte. Ein Beispiel dieser Art der Vernachlässigung der Windkräfte ist der Einsturz einer Bogenbrücke aus Eisen über die Jonne bei Moneteau von 75 m Spannweite.[1])

Der Fall einer Gewitterkatastrophe[2]) von einer außerordentlichen Heftigkeit ereignete sich am 30. Dezember 1913. Eine Springflut und ein Sturm von ungeheurer Gewalt hat damals die Ostseeküste südlich von Stettin heimgesucht und eine größere Zahl hervor-



Abb. 16. Brücke in Deep vor der Springflut.

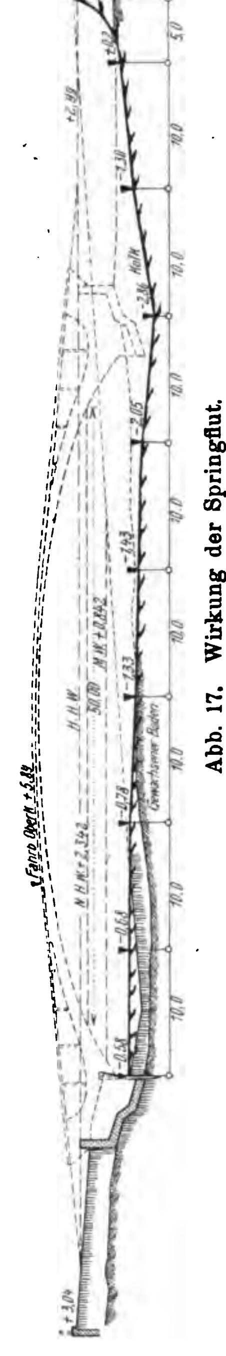


Abb. 17. Wirkung der Springflut.

ragender Bauwerke zerstört. Eines davon war auch eine Bogenbrücke aus umschnürtem Gußeisen (Abb. 16), die sich noch auf dem Gerüst befand. Die Brücke sollte die Mündung eines kleinen Flusses, dem eine Sandbank vorgelagert war (Abb. 17), überbrücken. Der Sturm hat zunächst eine Badeanstalt vernichtet und an das Gerüst herangeführt. Das Gerüst wurde mit Tang und Wrackstücken verstopft, und dann warf der Stoß der Springflut Brücke und Gerüst um. Das Längenprofil nach dem Unfall zeigte einen Kolk als Beweis, daß dabei auch die ganze vorgelagerte Sandbank weggeschwemmt war. Der Bogen war bei seiner Spannweite von 65 m sehr leicht und nur 3 m breit, so zwar, daß sein Widerstand gegen Umkippen ein sehr geringer war. Der Unternehmer erhielt, weil seine Schuldlosigkeit festgestellt wurde, $^4/_5$ der Bausumme vergütet, obwohl die Brücke noch nicht übernommen war. Das Umkippen von Bogen-

[1]) Le béton armé 1911, S. 167.
[2]) B. u. E. 1916, S. 275.

brücken ist besonders gefährlich bei schiefen Anlagen, weil dann die Brücke leicht in eine labile Lage gerät, besonders wenn dieses Bestreben durch die Untergrundverhältnisse gefördert wird. Als Beispiel dieser Art sei auf das Umkippen der Bogenbrücke bei Reutau über die Sprotta verwiesen.[1])



Abb. 18.
Leitungsmaste im Hochgebirge des Albula-Elektrizitätswerks.

Das einzige Gebiet des Eisenbetons, auf dem der unheilvolle Einfluß der Sturmkatastrophen im großen Maßstabe bekannt wurde, ist das der Leitungsmasten in Eisenbeton. Zunächst handelt es sich da um ein Gebiet, das sich der Eisenbeton seinerzeit erst zu erobern im Begriffe war, also um Kinderkrankheiten, die die so bedrohten erbeingesessenen Bauweisen nicht ermangelt haben, an die große Glocke zu hängen. Der in den betreffenden Schriften vertretene Gedankengang, aus einzelnen Fehlern die Untauglichkeit der ganzen Bauweise abzuleiten und den Beton als unbrauchbar zu verdrängen, ist aber unlogisch und soll, da er dem Beton gegenüber immer wieder auftaucht, hier als grundfalsch festgehalten werden. Eine Bauweise, die niemals schlecht ausgeführt werden könnte, gibt es nicht. Daß ein fehlerhaftes Ergebnis bei jedem Betriebe denkbar ist, muß allgemein zugegeben werden. Ein einzelnes fehlerhaftes Bauwerk beweist daher gar nichts, höchstens die Unfähigkeit des betreffenden Unternehmers, sofern ein anderer mit entsprechender Sorgfalt etwas Einwandfreies herzustellen imstande ist. Das Gute ist ein vollgiltiger Beweis für die Ausführbarkeit. Man kann jedoch nach der Zahl der Fehlschläge von einer gewissen Wahrscheinlichkeit des Fehlergebnisses sprechen. Heute beherrscht man auf den meisten Anwendungsgebieten des Betons seine schlechten Eigenschaften dermaßen, daß man mit ähnlicher Sicherheit wie bei allen anderen Bauweisen auf einen guten Ausfall rechnen kann. Es darf wohl gesagt werden, daß man diesen Stand der Technik auch auf dem Gebiete der Leitungsmasten erreicht hat. Natürlich wird der unerfahrene Unternehmer, der



Abb. 19. Leitungsmaste im Hochgebirge des Albula-Elektrizitätswerks.

[1]) B. u. E. 1911, S. 413

Bauausführungen anbietet, deren Behandlung er nicht kennt, immer von neuem seine schlechten Erfahrungen machen müssen, und es ist Sache des Bauherrn, sich zu vergewissern, daß das Angebot von erfahrener Stelle gemacht wird. Wir berichten hier über Vorfälle der Kraftleitung Albula-Elektrizitätswerk auf der Strecke Sargans-Weesen im Januar 1910. Die Abb. 18 zeigt einen Bruch im Mast selbst, Abb. 19 einen Bruch des Sockels. Bei der Kraftleitung Bodensee-Thurtal bei Weinfelden wurden die Zementsockel durch Sturm zerstört. Es brachen durch Sturm und Schneedruck 40 Zementsockel, wobei sie durch den Mast auseinandergesprengt wurden (Abb. 20).



Abb. 20.
Bruch durch Schneelawinen im Bodensee-Thurtal.

Schließlich gibt die Abb. 21 einen Einblick in eine Sturmkatastrophe der Leitungslinie bei Gavit (Isère), die im Dezember 1909 zerstört wurde. Die sonst so geringe Zahl von Unfällen auf diesem Gebiet ist wohl auch damit zu erklären, daß die Vorschriften für Winddruck bei großen Bauwerken übertriebene Annahmen vorschreiben. Windkräfte von 150 und 210 kg/m² kommen von außergewöhnlichen Stoßkräften kleineren Umfangs und bei gewissen ungünstigen Lagen doch nur als allergrößte Seltenheiten vor. Bei diesen außerordentlichen Vorfällen sind dann auch diese hohen Ziffern, wie der Unfall in Deep lehrt, nicht für eine Verallgemeinerung geeignet, da wir unsere Bauwerke nicht auf Gewitterhosen einrichten können. Unfälle, die von Winddruck herrühren, können bei Eisenbetonbauten dort eintreten, wo man, wie bei Brücken, die Nachrechnungen auf Wind für überflüssig ansieht. Die sonst übliche übertriebene Vorsicht hat die unangenehme Folge, daß die damit gerechneten Rahmenbauten gegenüber Eisen oder aus Holz, wo man die Rechnung teilweise unterläßt, nicht wettbewerbfähig sind, wie z. B. bei großen Hallenbauten. Bei einem Dachbau aus Eisen oder Holz wird eine Mauer nach bewährten Faustregeln ausgeführt und das Dach daraufgesetzt. Wenn man die Mauer auf Wind nachrechnet, so findet man, daß bei 75 kg/m² Winddruck die Resultierende bereits durch die äußere Kante geht! Man muß sich dabei doch sagen, daß unter diesen Umständen die Anforderungen bezüglich



Abb. 21.
Bruch durch Schneelawinen in Gavit (Isère).

der Windkräfte für den Rahmenstiel bei Eisenbetonbauten mit seiner $2^1/_2$ bis 3 fachen Sicherheit zu weitgehende sind.[1])

Unfälle durch Wind bei Eisenbetonbauten sind jedoch sehr häufig während des Baues zu verzeichnen, da bei den Gerüsten zur Zeit des Ausrüstens nur zu häufig die nötigen Vorsichtsmaßregeln außer acht gelassen werden und übersehen wird, welche große Angriffsfläche für den Wind, wenn auch nur vorübergehend, vorhanden ist.

Ein fast tragisch zu nennender Vorfall sei hier angeführt. Es handelt sich um einen großen Neubau in Nordmähren, und zwar in einem Tal mit ziemlich unveränderlicher Windrichtung. Das Bauwerk war fertig und wird ausgeschalt. Da wird man nach Ausschalung gewahr, daß der gleichmäßige Winddruck fast alle Säulen so weit schiefgestellt hat, daß die sehr umfangreichen Sheddächer abgetragen werden mußten. Die Abweichung vom Lot war nicht groß genug, um aufzufallen, solange alle Säulen eingeschalt gewesen waren.

Die Bauunfälle aus dem Gebiete des Wasserbaues hier zu behandeln, würde zu weit führen, es sei nur noch auf die Unterspülung von zwei Eisenbetonwehren in Nordamerika verwiesen.[2])

Bei Balkenbrücken kommt deren großes Eigengewicht vorteilhaft zur Geltung. Als ein bemerkenswertes Beispiel sei auf die Erfolge der Visintiniträger [3]) verwiesen, deren Verhalten bei einer Hochwasserkatastrophe des Tschopauflusses der Gemeindevorstand in Erdmannsdorf dahingehend bestätigt, daß im ganzen Gebiet alle anderen Brücken beschädigt oder fortgeschwemmt wurden. Ein Beispiel gegen Eisgang gibt Pratt in Eng. News 1911, S. 103.



Abb. 22. Brücke in Süd-Bend, Ind.

Eine eigenartige Erscheinung bietet die Abb. 22, wo bei einem Hochwasser die Fundamente mehrerer Pfeiler einer Brücke unterhalb eines Wehres unterwaschen worden waren.[4]) In diesem Falle hat die Kontinuität genügt, um das Eigengewicht auf die vergrößerte Spannweite zu tragen. Es wird damit eine der wertvollsten Eigenschaften der Kontinuität, die oft nicht genügend beachtet wird, versinnbildlicht. (Siehe weiter unten ähnliche Beispiele aus dem Hochbau.)

### 8. Wirkung von außergewöhnlichen Stoßkräften.

Solche ungewöhnlichen Fälle von Inanspruchnahmen, die weit über das hinausgehen, was die statische Berechnung voraussehen konnte, zeugen von der großen Widerstandsfähigkeit der Eisenbetonbauten. Wir wollen hier einiges kurz anführen. Über den ersten Vorfall dieser Art, welcher damals großes Aufsehen hervorrief, berichtet der „Ciment" 1907 über den Sturz eines Krans auf eine einen Monat alte Decke in Lausanne. Von weiteren Vorfällen sei folgender erwähnt: Beim Bau eines Silos der

---

[1]) Diesem Einwurf wurde durch die inzwischen erschienenen preuß. Hochbaubelastungs-Vorschriften 1919 größtenteils Rechnung getragen. Siehe auch Ellerbeck, „Erläuterungen" hierzu 1920, Verlag von W. Ernst u. Sohn, Berlin.

[2]) B. u. E. 1910, S. 82.

[3]) B. u. E. 1906, Heft IX, S. 228.

[4]) Municipal Engineering 1908, S. 207.

Ferro-Concrete-Construction Comp. in Cincinnati, Ohio, riß sich ein Stein im Gewichte von fast 600 kg, wie Abb. 23 zeigt, von einem Krane los und stürzte 12 m auf eine darunter befindliche, frisch ausgeschalte Plattform aus Eisenbeton herab. Die in Abb. 24 sichtbare Verschalung liegt nur äußerlich, und die Eisenbetonplatte war nicht unterstützt. Trotzdem brachte dieser starke Stoß auf die leichte Decke nur eine Oberflächenaufschürfung hervor. Einen ähnlichen Fall beschreibt C. W. Noble in Engineering News vom 9. Mai 1907, S. 517. Es handelt sich

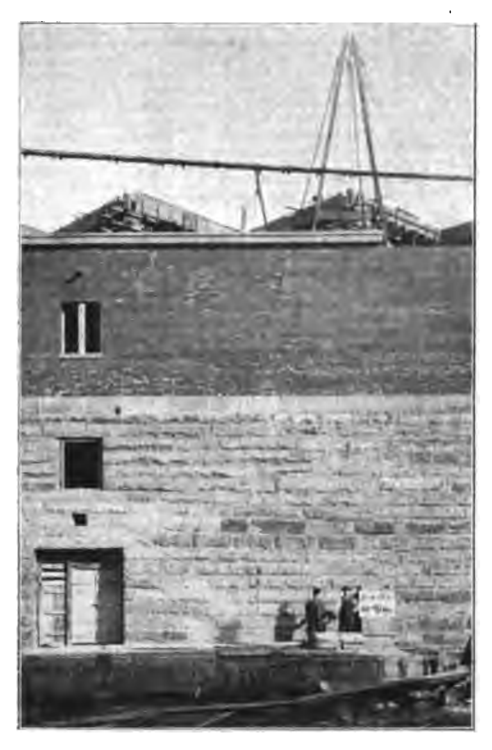


Abb. 23.
Unfreiwillige Fallprobe mit einem Quader.




Abb. 24.
Unfreiwillige Fallprobe mit einem Quader.

dort um ein zwölfstöckiges Eisengerippegebäude mit Eisenbetondecken, die in Verbindung von Hohlsteinen hergestellt waren. Die Säulen sind in Abständen von 5,6 m angeordnet und durch I-Träger Nr. 50 verbunden; dazwischen liegen Eisenbetonbalken, die in der Querrichtung durch Hohlsteine verbunden sind. Ein Balken von 30 cm im Geviert, 12 m lang, also etwa 1 t schwer, fiel 37 m herab auf eine einen Monat alte Eisenbetondecke. Den Erfolg zeigt die Abb. 25, die das Loch darstellt, das etwa 75 cm breit und 1,80 m lang war. Der Balken brach durch die Wucht des Stoßes, und die ganze Gewalt des Aufpralls ging in dieser Zerstörung auf, ohne daß die weiter herabfallenden Teile unterhalb einen Schaden getan hätten. Bemerkenswert ist, wie aus Abb. 25 ersichtlich, daß diese Kraft nicht genügt hat, die

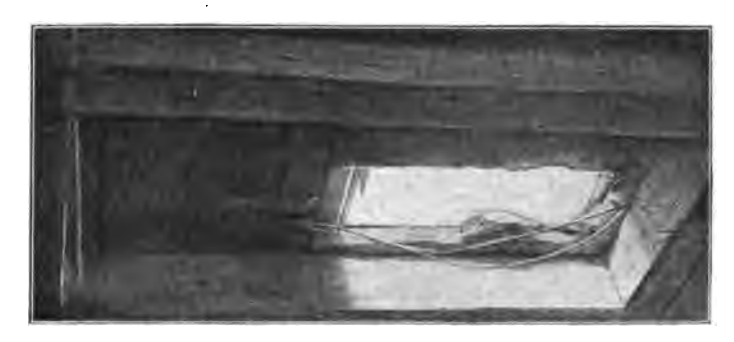


Abb. 25. Unfreiwillige Fallprobe mit einem Balken.

Bewehrungsdrähte herauszureißen. Mehrfache Beispiele dieser Art gibt Hennebique aus seiner Praxis in der Zeitschrift „Béton armé“.[1])

Von absichtlichen Versuchen wäre noch der Versuch Gabelinis zu erwähnen, dessen Eisenbetonschiff mittels Rammung durch ein anderes Schiff auf seine Widerstandsfähigkeit untersucht wurde, und von unfreiwilligen anderen Erfahrungen im Eisenbetonschiffbau[2]) oder die Zerstörung eines der vier Füße eines Kohlensilos in Lens durch eine Zugentgleisung, ohne daß die Standfestigkeit des Silos gefährdet worden wäre.[3])

Eine ebenfalls nicht beabsichtigte Probe ereignete sich bei der Landungsbrücke in Surfleet mit einem großen Dampfer von 8000 t. Dieser verlor die Steuerung, riß die Schutzpfähle hinweg, zerstörte den Landungssteg und gefährdete den darauf befindlichen großen Kran (Abb. 26). Auch hier muß gesagt werden, daß der Stoß mit einer derartigen Gewalt geschah, daß keine andere Bauweise diesen Stoß in ähnlicher Weise ausgehalten hätte, weil ihr die widerstehende Masse hierzu abgeht. Die Ausbesserungen erstreckten sich auf einen Streifen von etwa 6 m Länge, und ihre Ausführung bot keine nennenswerten Schwierigkeiten.



Abb. 26. Landungsbrücke in Surfleet.

Von der Widerstandsfähigkeit gegen Stoßwirkung kann man leider nur sagen, daß sie weder wissenschaftlich noch versuchstechnisch genügend ermittelt ist. Sie ist beim Eisenbeton gewiß sehr groß. Trotzdem darf nicht übersehen werden, daß der Beton ein spröder Baustoff ist, der sich für eine unmittelbare Aufnahme von stoßartigen Beanspruchungen wegen des Rissigwerdens wenig eignet, und daß es daher besonderer Vorkehrungen oder einer außergewöhnlichen Zusammensetzung des Betons bedarf, wenn man Eisenbetonkonstruktionen für eine derartige Stoßübertragung geeignet machen will. Für die verschiedenartigen Verwendungen, bei denen die Kräfte stoßartig wirken, steigend von der einfachen Erschütterung bis hinauf zu dem heftigen Stoß der Explosion, war man bestrebt, geeignete Lösungen im Eisenbeton zu suchen. Daß dies nicht immer mit Erfolg gelungen ist, beweist am besten die Eisenbetonschwelle, die bereits in der Zahl der ersten Anwendungsvorschläge Moniers im Jahre 1854 aufgetaucht ist und für die heute nach mehr als einem halben Jahrhundert nach einer einwandfreien Lösung gesucht wird, die stärkeren Betriebsbeanspruchungen einwandfrei gewachsen wäre.

Die richtige Lösung verlangt in allen ähnlichen Fällen eine große Vorsicht, und es kann an dieser Stelle nicht genug vor einem gedankenlosen Baustofftausch gewarnt werden, wie er oft von begeisterten Jüngern des Eisenbetons als etwas Selbstverständliches vorgenommen wird.

---

[1]) Siehe dort November 1901 Absturz eines Gewichts, April 1902 von einer Erdmasse; siehe ferner zwei Beispiele in Ton.-Ztg. 1901, S. 1884.

[2]) B. u. E. 1920, S. 107, Abb. 5.

[3]) Béton armé, Februar 1902, Nr. 45.

Selbst in den einfachsten Fällen dieser Art, wie bei den Triebwellenlagerbefestigungen, muß eine gewisse Vorsicht Platz greifen und müssen steigend mit der Stärke des Stoßes Anordnungen getroffen werden, wie sie bei den ersten Ausführungen nicht vorhanden waren und die sich erst später auf Grund von Erfahrungen eingefunden haben. Manche der ersten Triebwellenlagerbefestigungen auf Eisenbetondecken mußten 1905 abgetragen werden, weil das Bauwerk binnen kurzem von Rissen ganz zerklüftet war. Heute sind diese Lösungen an so vielen einwandfreien Beispielen zu sehen, daß ein Eingehen darauf sich erübrigt.

In jedem Falle handelt es sich darum, den Stoß zu dämpfen, auf eine solche große Fläche auszubreiten und ihn derart auf eine Masse zu übertragen, daß er unschädlich wird. Beispiele dieser Art geben die Fundamentverankerungen stoßender Maschinen.

Abb. 27. Abb. 28.

Kohlensortieranlage auf einem Silo befestigt.

Trotzdem kommen selbst bei schweren Maschinenfundamenten Fehlausführungen besonders dann vor, wenn, wie häufig genug, eine verspätete und daher überstürzte Herstellung der Fundamente ein ordentliches Abbinden des Betons vor der Inbetriebsetzung verhindert hat, doch gibt es eine große Zahl von stoßenden Maschinen, wie z. B. bei einer Kohlensortieranlage (Abb. 27), die ohne ein massives Fundament ausgeführt werden muß und wo die Überleitung des Stoßes auf eine größere Masse große Schwierigkeiten bereitet (Abb. 28). Es sei bei diesem Anlaß auf die Ankerbolzenfußbodenlagen

zur Befestigung von Maschinen auf Eisenbetondecken[1]) von Regierungsbaumeister Holzinger, Erfurt, verwiesen, die eine Anordnung für Schalldämpfung ermöglicht (Abb. 29). Ein weiteres Problem dieser Art ergibt sich im Schiffbau bei der Befestigung der Poller und bei der Verankerung der Maschine und der Lagerung der Schraubenwelle im Schiffskörper.

Hier sei eines Falles gedacht, der dartut, daß man eine Eisenkonstruktion ohne Berücksichtigung dieser näheren Umstände nicht in Eisenbeton umwandeln darf. Es handelt sich um eine Elektrohängebahn in einem Kohlenwerk, deren Aufgabe es war, die beladenen und leeren Hunde aus dem Schacht in einen Silo zu überführen, aus dem die Kohle dann in die Eisenbahnwagen verladen wurde. Den Verlauf der Bahn gibt Abb. 30. Der beladene Wagen und Motor hatten ein Gesamtgewicht einschließlich Stoßzuschlag von 11 500 kg. Eine Nachrechnung hat gezeigt, daß das eiserne Gerüst mit ziemlich starken Überbeanspruchungen berechnet war. Es sei dies besonders hervorgehoben, weil eine beachtenswerte Ursache von Bauunfällen des Eisenbetonbaues sich daraus ergibt, daß man häufig versucht, den Eisenbeton für Bauten von vorübergehender Dauer zu verwenden, und dabei, wie dies bei Eisen und Holz möglich ist, mit den Beanspruchungen örtlich mit dieser Begründung über das zulässige Maß stark hinausgeht. Sowohl Eisen wie Holz vertragen bei einer kürzeren Lebensdauer der aus ihnen hergestellten Trag-



Abb. 29.



Abb. 30. Elektrohängebahn.



Abb. 31. Querschnitt durch die Eisenkonstruktion der Elektrohängebahn.



Abb. 32.
Aufhängung des Motorwagens.

[1]) B. u. E. 1917, S. 198.

werke ohne weitere Gefahr solche Überschreitungen. Beim Eisenbeton tritt dagegen in der Folge eine starke Rißbildung auf, die zu einer viel rascheren Zerstörung führen muß, als sie beabsichtigt war. Der Eisenbeton kann seine monumentale Eigenart nicht verleugnen und ist daher bei allen jenen Bauten nicht wettbewerbfähig, wo das Eisen sich mit Hilfe bedeutender Überschreitungen der zulässigen Beanspruchungen billiger stellt. Er ist nicht in der Lage, dem Eisen auf diesem Wege zu folgen. Im vorliegenden Falle handelte es sich um die Aufstellung eines Eisengerüstes, das nur für den Zeitraum bestimmt war, während dessen der betreffende Schacht Kohlen fördert. Die vorübergehende Dauer des Bestandes der Hängebahn ist damit hinreichend gekennzeichnet. Für den Silo selbst aber mit seiner längeren

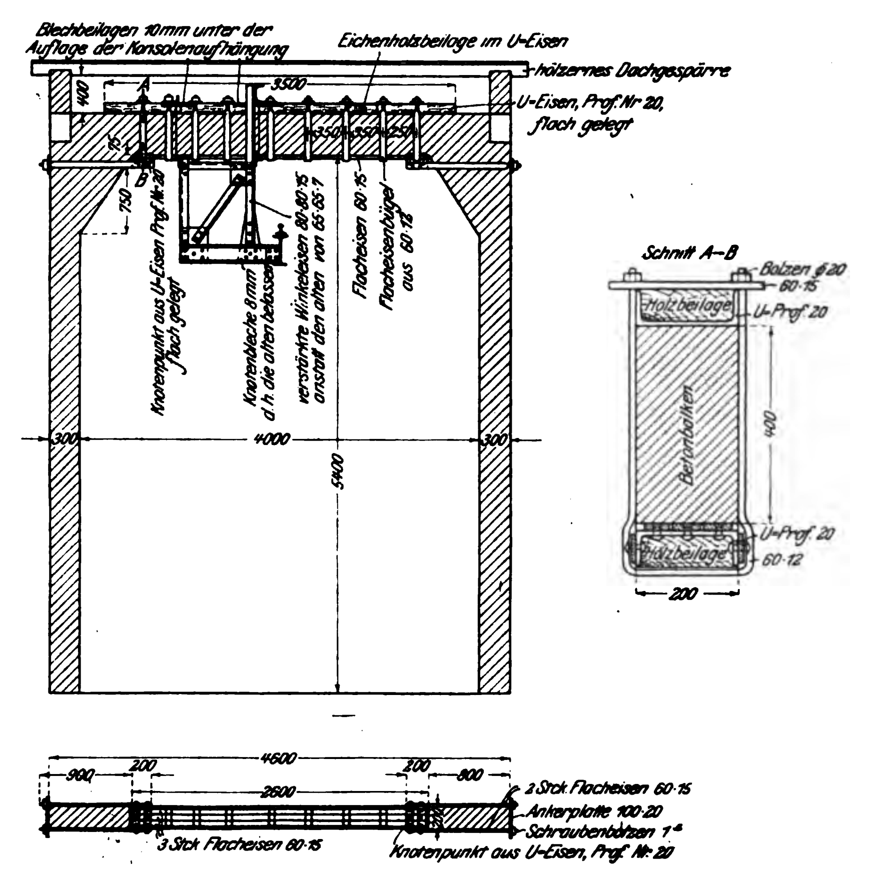



Abb. 33. Vorläufige Unterstützung des Eisenbetonrahmens.

Lebensdauer ist eine Ausführung in Eisenbeton das Zweckentsprechende, und da das Gerüst der Elektrohängebahn über den Silo hinweggeführt werden muß, um die Kohle abzuladen, so ergab sich für den Unternehmer des Silos der naheliegende Gedanke, auch diesen Teil durch Eisenbeton zu ersetzen (Abb. 31 u. 32). Es geschah dies in der Weise, daß man dieselbe Rechnung, die für Eisen bei vorläufigen Bauten noch zulässig ist, auf Eisenbeton anwandte, und die Folge war die Notwendigkeit eines vollständigen Umbaues, um die Überschreitungen herabzusetzen. Weiterhin kommt in Betracht, daß ein einzelner Eisenbetonrahmen ein Gewicht von 7,5 t hat, welches durch die schwache obere Verbindung der Rahmen untereinander nicht zu einem einheitlichen Ganzen verbunden wird. Auf eine Mitwirkung der darunter befindlichen Silos war ebenfalls wegen

des unzureichenden Anschlusses nicht zu rechnen. Der stoßenden Masse von 11,5 t stand demnach eine Masse von 7,5 t gegenüber, die keine innere Steifigkeit besaß und daher den Stoß nur durch große Schwingungen ausgleichen konnte. Als Folge dieses Zustandes

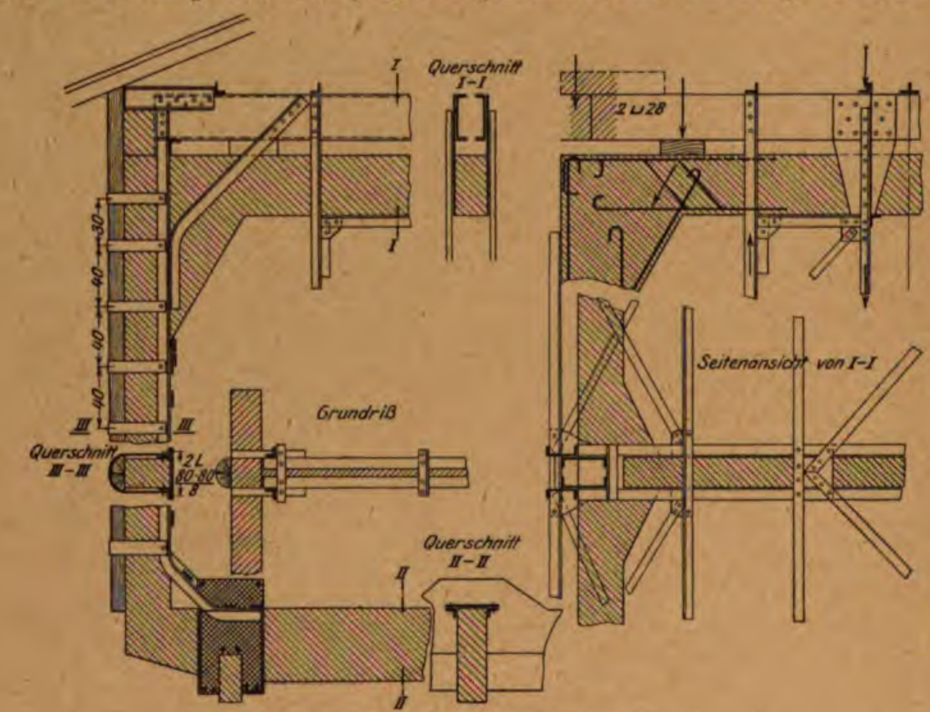



Abb. 34. Umbau des Eisenbetonrahmens.

traten an dem Eisenbetonrahmen vielfach Risse auf, und man schritt deshalb zunächst zu der in Abb. 33 dargestellten Sicherung, um die Stoßwirkung etwas zu dämpfen und zu verteilen, die rasch auszuführen möglich war, um so den Betrieb ungeschmälert aufrecht erhalten zu können. Die vom Verfasser vorgeschlagene gründliche Umarbeitung (Abb. 34) bezweckt, je zwei Rahmen zu einem einheitlichen Ganzen zusammenzufassen, und zwar so, daß die gestoßene Masse sich auf 15 t erhöht, und weiter, daß durch entsprechende Verbindung des Rahmenpaares die Aufnahme des Stoßes durch Auflösung in primäre Spannungen möglich erscheint. Es ist ferner die Oberkante der Silos mit einem Träger umbörtelt und so auch ein verläßlicher unterer Anschluß geschaffen worden.



Abb. 35.

Doch sehen wir zunächst von allen diesen Fehlern ab und nehmen an, es wäre diesen, durch die Umarbeitung erst verbesserten Bedingungen von vornherein entsprochen gewesen, so wäre das Bauwerk immer noch nicht zweckentsprechend gewesen, weil es auf dem Querrahmen aus Eisenbeton dieselbe Art der Aufhängung besessen hat, wie sie bei den Eisenrahmen angeordnet worden ist (Abb. 32). In beiden Fällen wurde die Last auf eine Auflagerplatte von 20 × 30 cm übertragen. Das gibt rechnungsmäßig einen Druck von $\frac{11\,500}{600} = 20$ kg/cm². Der Druck am Rande beträgt jedoch viel mehr; 1. weil er sich auf einen schmäleren Streifen überträgt und so im Durchschnitt auf etwa 70 kg/cm² erhöht, und 2. weil eine gleichmäßige Ver-

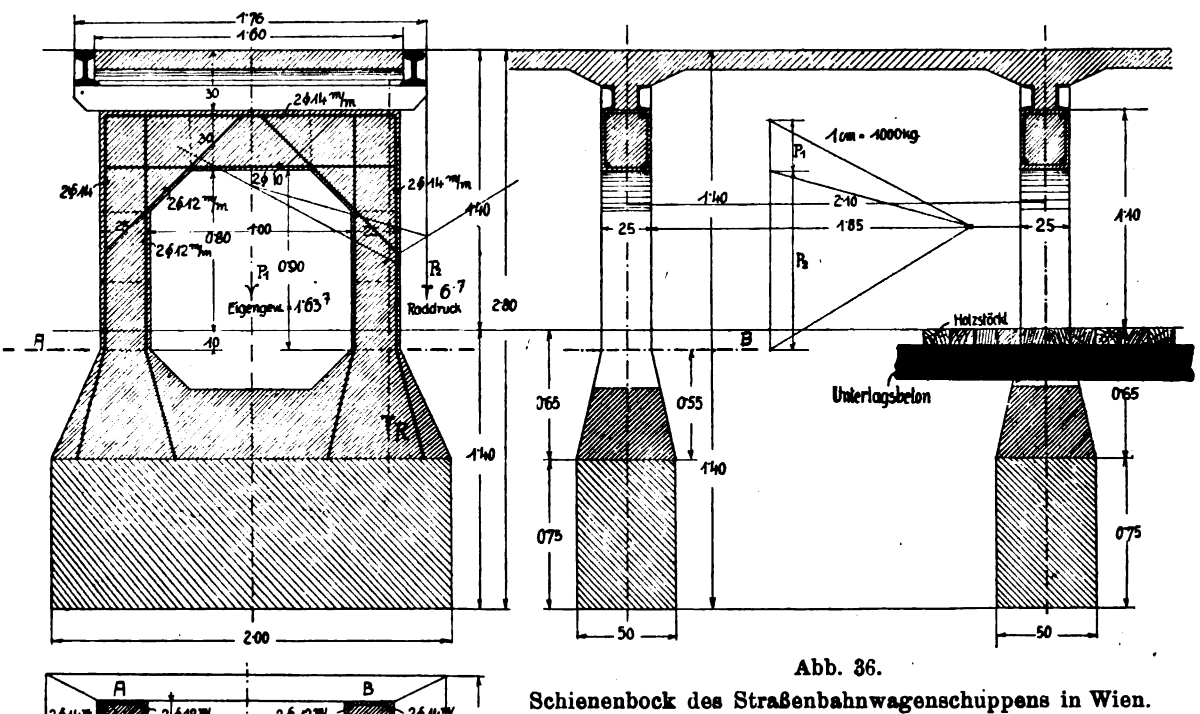



Abb. 36.
Schienenbock des Straßenbahnwagenschuppens in Wien.

teilung nicht gewährleistet wird, sobald man die Verhältnisse bei einer stoßenden, schwingenden Last berücksichtigt. Die Eisenbetonkonstruktion verlangt ferner eine Vorrichtung, die ein späteres Anpressen und Nachziehen der Aufhängevorrichtung möglich macht. Während also beim Eisen die Überwachung und Erhaltung besonders bei solchen vorläufigen Anlagen auf ein Mindestmaß herabgesetzt werden kann, liegen in dieser Hinsicht die Verhältnisse beim Eisenbeton umgekehrt, und der Ingenieur muß, sofern ihm die Verwendung des Eisenbetons nicht Selbstzweck ist, von dem Leitgedanken beseelt sein, den für den besonderen Zweck am besten geeigneten Baustoff zu verwenden. Er muß sich daher aller dieser Umstände bewußt bleiben, wenn er sich nicht Mißerfolgen aussetzen will. Aus diesem Grunde wurde bei der Umarbeitung (Abb. 34) die Aufhängung vom Eisenbeton soviel als möglich entfernt und ein besonderer Eisenträger angeordnet.

Etwas nicht nur der Aufgabe nach, sondern auch in der Ausführung Ähnliches zeigt die Abb. 35,[1]) eine Kohlenförderanlage über eine Eisenbetonbrücke über die Sambre bei Floreffe.

Leider bestehen für diese Aufgaben bis heute keine genaueren Regeln und auch kein richtiger Maßstab für den Vergleich zwischen der ruhenden Last, wie sie in unserer Rechnung, in unseren Versuchen vorkommt, um als Vergleich zu dienen mit den Verhältnissen bei Stoß und Explosion. Die Versuche hierüber sind ungemein spärlich. Wir wollen am Schluß dieser Angaben auf die einzigen hierüber angestellten Vergleichsversuche des technischen Militärkomitees in Wien, die auf Veranlassung des Herrn Generalmajors Marussig ausgeführt worden sind, zurückkommen und hier zunächst eine bemerkenswerte Schlagprobe beschreiben, die die Firma Rella & Neffe bei dem in Abb. 36 dargestellten Bock des Straßenbahnwagenschuppens der städtischen Straßenbahn in Wien ausgeführt hat.

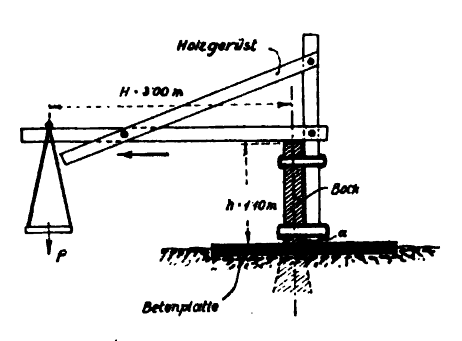


Abb. 37.
Probe der Fundamenteinspannung I.

Am 9. Dezember 1908 wurde in der neuerbauten Wagenhalle II des Bahnhofs Brigittenau eine Belastungs- und Bruchprobe an den in Eisenbetonkonstruktion hergestellten Schienenböcken vorgenommen.

Zu den Proben wurden vier Schienenböcke, die augenscheinlich als die schwächsten gelten konnten, ausgesucht.

I. Biegungsprobe.

Es wurden auf ein balkenträgerartiges Gerüst (Abb. 37), welches fest mit dem zu erprobenden Schienenbock verbunden war, an der auskragenden Stelle Portlandzementsäcke aufgebracht.

Moment des Eigengewichts der Holzkonstruktion

$$M_c = 19\,500 \text{ cmkg},$$

Gewicht eines Zementsackes

$$p = 51{,}4 \text{ kg}.$$

Moment von $p$

$$M_p = p\,h = 300 \cdot 51{,}4 = 15\,420 \text{ cmkg}.$$

Die Biegung des Schienenbockes wurde mittels eines Biegungsmessers, der an der Oberkante des Schienenbockes befestigt war, gemessen. Die Ablesungen ergeben sich wie folgt:

| Belastung durch | Moment $M$ cmkg | Ablesung am Biegungsmesser mm | Anmerkung |
|---|---|---|---|
| Eigengewicht des Holzgerüstes $e$ | 19 500 | 0 | Der Biegungsmesser wurde so angeordnet, daß er den Ausschlag des Bockes in der Höhe $h$ von der Oberkante der Betonplatte in der Pfeilrichtung angab. |
| $e + 11$ Säcke | 189 120 | 0,6 | Feiner Haarriß bei $a$. |
| $e + 13$ „ | 204 540 | 1,2 | |
| $e + 14$ „ | 219 960 | 1,6 | |
| $e + 15$ „ | 235 380 | 2,3 | |
| $e + 16$ „ | 250 800 | 2,6 | |
| $e + 18$ „ | 281 640 | max 35,0 | Langsames gleichmäßiges Anwachsen des Ausschlages (1 mm in etwa 33 Sek. im Mittel). |
| $e + 20$ „ | 312 480 | — | Rasches Umkippen. Nach dem Entfernen der Säcke verringerte sich der Ausschlag bis auf das Maß von 31 mm. |

[1]) Vortrag Birkenstock beim D. B. V. D. Bztg. 1919, Zementbeilage Nr. 9, S. 124, Abb. 8.

II. Schlagprobe (Abb. 38, 39 u. 40). Eine Ausbildung der Eisenbetonkonstruktion mit Rücksicht auf die im vorliegenden Falle angegebene Belastungsweise war nicht vorgesehen, weil eine Belastung in der Bockmitte in Wirklichkeit nie eintreten kann. Zur Zeit der Probe war der Unterlagbeton noch nicht gemacht.

Es wurde ein Rammbär von 125 kg Gewicht zuerst aus einer Höhe von 50 cm auf die Mitte des zu untersuchenden Schienenbockes auffallen gelassen; nach zwei Schlägen

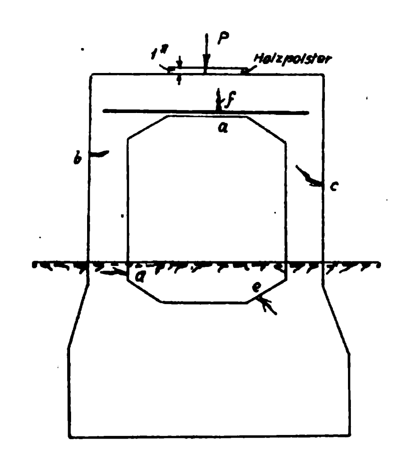



Abb. 38. Schlagprobe II.



Abb. 39. Schlagprobe II.

zeigte sich keine Formänderung, und für die weitere Probe wurde dann eine Fallhöhe von 1 m festgesetzt. Zum Schlagen diente ein gewöhnlicher Querbock mit Rolle.

Nach dem 1. Schlage aus einer Höhe von 1 m zeigte sich in der Mitte des Schienenbockes ein feiner Haarriß, der von der Unterkante des Tragbalkens bis in dessen Mitte verlief.

Nach dem 2. Schlage vergrößerte sich der Riß. Nach dem 5. Schlage entstand je ein Riß in den Oberteilen der Schienenbockfüße. Nach dem 15. Schlage hatte der Mittelriß eine Klaffung von 7 mm. Beim 50. Schlage rissen die unteren Eiseneinlagen im Tragbalken, und nach dem 58. Schlag war der Schienenbock völlig entfernt.



Abb. 40.
Schlagprobe II (Einschnürung der gerissenen Eisen).

| Fallhöhe | Zahl der Schläge | Rißbildung | Anmerkung |
|---|---|---|---|
| 0,50 | 2 | 0 | Der Riß *a* verbreiterte sich bei jedem Schlage in der Weise, daß die Zunahme bei jedem Schlage eine etwas größere wurde. |
| 1,00 | 1 | Haarrißbildung bei *a* | |
| " | 2 | stärkerer Haarriß bei *a* | |
| " | 5 | Haarrisse bei *b* und *c* | |
| " | 15 | Rißbreite bei $a = 7$ mm $b = 6$ mm $c = 3{,}5$ mm | |
| | 50 | Reißen der zwei Eiseneinlagen bei *b* (Durchm. 10 mm) | Querzusammenziehung etwa 60 vH. |
| | 58 | Rißbreite bei $a =$ etwa 30 mm bei *b* und $c =$ etwa 20 mm | Die Risse bei *d* und *e* konnten erst nach beendigter Probe beim Entfernen des Bodenmaterials wahrgenommen werden. |

III. Probe auf Seitensteifigkeit (Abb. 41). Bei einer Pendellänge von 3,42 m wurde ein Gewicht von 50 kg gegen den Schienenbock fallen gelassen. Es wurden zuerst 50 Schläge von 1,50 m Entfernung und sodann 50 Schläge von 2 m Entfernung ausgeführt.

| Ausschlag m | Anzahl der Schläge | Rißbildung | Anmerkung |
|---|---|---|---|
| 1,00 | 3 | 0 | Der Haarriß bei *g* ist erst nach dem 42. Schlage mit 2,00 m Ausschlag aufgetreten. |
| 1,50 | 50 | 0 | |
| 2,00 | 42 | 0 | |
| 2,00 | 50 | feiner Haarriß bei *g* bis Trägermitte | |

Bei diesem Versuche zeigte sich an der Oberfläche des Tragbalkens ein ganz feiner Haarriß, der von der dem Schlage entgegengesetzten Seite bis in die Mitte des Tragbalkens verlief.

IV. Schlagprobe, die auf die Mitte eines Pfeilerfußes vorgenommen wurde (Abb. 42). Der Rammbär hatte ein Gewicht von 125 kg. Es wurden 50 Schläge von 1 m Höhe und 11 Schläge von 1,50 m Höhe gegeben. Beim 18. Schlage prellten sich die Kanten an den Außenseiten ab, und bis zum Ende des Versuchs waren keinerlei merkliche Änderungen an der Schienenbockkonstruktion wahrzunehmen.

Die ungünstigsten Beanspruchungen traten bei einseitiger Belastung auf, und der Berechnung wurde ein Wagen von 12 t Achsendruck zugrunde gelegt.

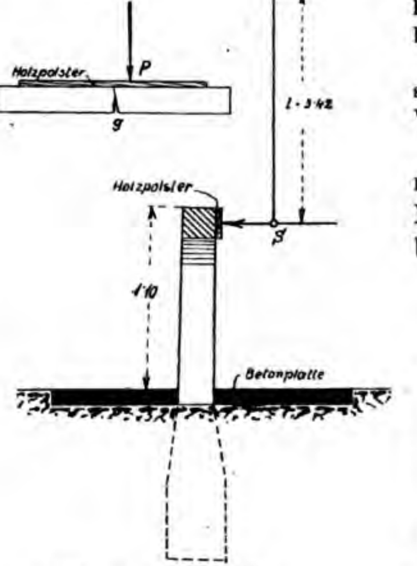


Abb. 41. Probe III.

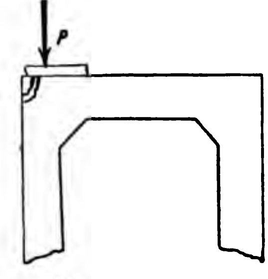


Abb. 42. Probe IV.

Hier soll auf die Versuche mit dem Anprall mit gebremsten Wagen auf Eisenbetonkästen zum Nachweis für die Verwendungsfähigkeit des Eisenbetons im Wagenbau besonders hingewiesen werden.[1])

Es sei schließlich noch ein Vorfall erwähnt, wie er bei Feuersbrünsten wiederholt vorgekommen ist, wo ein Teil des Gebäudes plötzlich zusammenstürzt. In solchen Fällen hat sich der Eisenbeton mit seiner großen Widerstandsfähigkeit glänzend bewährt. Abb. 43 zeigt einen derartigen Vorfall beim Brande der Adlerfahrradwerke in Frankfurt a. M. am 10. Oktober 1900. Durch eine Explosion sind die oberen aus Holz hergestellten Zwischendecken auf die 5 m

[1]) B. u. E. 1920, S. 52 u. 127.

darunter liegende Eisenbetonkonstruktion herabgestürzt. Diese war für 1000 kg/m² Nutzlast berechnet. Das Gewicht des herabgestürzten Materials, bestehend aus zwei Decken, dem Dach, Maschinen und Lagergegenständen, wird auf 3000 kg/m² geschätzt. Die Wirkung dieses Einsturzes war die aus Abb. 44 ersichtliche, und die darunter befindliche Decke blieb vollständig unversehrt.

Dementgegen hat eine Explosion[1]) bei den bayerischen Stickstoffwerken in Trostberg in einem 2000 m³ Vorräte fassenden Silo diesen Betrieb am 23. Juni 1911 vollständig zerstört.

Bezüglich der Gefährlichkeit von Bränden im allgemeinen sei auf das Kapitel über die Feuersicherheit des Eisenbetons von Prof. Henne-Aachen im Band VIII verwiesen. Hier sei nur mit Hilfe von Abb. 45, darstellend den Plafondeinsturz in Wien, Währingerstraße 12, am 29. Juli 1912, auf die Folgen verwiesen, die durch die herabstürzenden Massen entstehen können. Der Bericht der Wiener Feuerwehr sagt: Die Eisenbetondecke war hofseitig vom fünften Geschoß bis zur Parterredecke in einem Ausmaße von 5 auf 7 m durchgeschlagen. Die Trümmer lagen auf der untersten Decke 2 bis 3 m hoch. Auch diese war stellenweise durchschlagen und stark gesenkt. Die Risse wurden sichtbar größer. Blutflecke gaben die

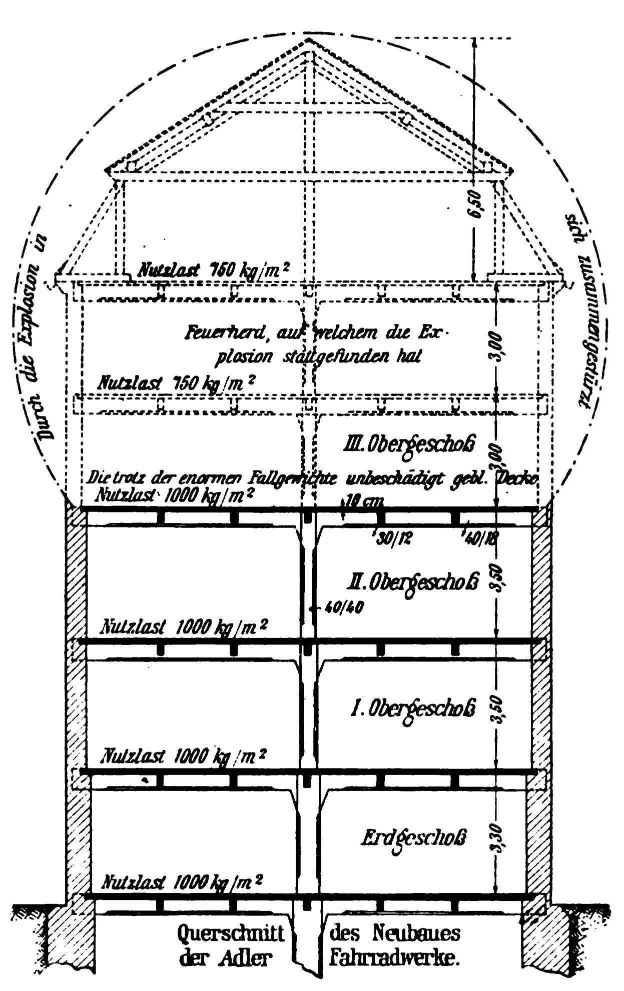



Abb. 43. Explosion in Frankfurt a. M.

[1]) B. u. E. 1911, S. 270.



Abb. 44. Adlerfahrradwerke nach der Explosion.



Abb. 45.

Stelle an, wo sich die verschütteten Arbeiterinnen befanden. Es wurde mit größter Beschleunigung mit Hilfe von angeseilter Mannschaft an die Räumung geschritten, und es gelang nach 19 Minuten, die Körper der Verunglückten zu bergen. Bei diesen Arbeiten wurden Gasschneideapparate erfolgreich angewendet.

Besonderer Vorsicht bedarf es während der Herstellung, damit die Einrüstung nicht in Brand gerät. Alle bisher bekannt gewordenen Vorfälle sind, wie beim Markthof in Hamburg[1]) oder dem Swift-Canadian-Gebäude (Abb. 46)[2]), ohne weittragende Folgen vorübergegangen, doch sollte diese Gefahr nicht leichtsinnig übersehen werden.

Hier sei noch auf die Widerstandsfähigkeit verwiesen, die der Eisenbeton gegenüber den Wirkungen von Explosionen zeigt.

Ein anschauliches Bild zeigen die Abb. 47a u. b, die Folge der Explosion eines Azetylenbehälters in Indianapolis.

Durch die Gewalt des explodierenden Gases wurde in die Decke ein Loch von der Größe des Behälterbodens gerissen; trotzdem hierbei ein Stück eines Balkens mit herausgeschlagen wurde, fand eine weitere Beschädigung, abgesehen von den Fenstern, nicht statt, so daß die Decke in einfacher Weise durch Zurückbiegen der Eisen und Nachfüllen mit Beton ausgebessert werden konnte. Abb. 47a zeigt die Gewalt der Explosion und das Verhalten anderer Baustoffe. Das hölzerne Dach des städtischen Feuerhauses, 8 m von der Unfallstelle, wurde in großer Ausdehnung eingedrückt, ebenso der Giebel des 30 m entfernten St. Vincent-Krankenhauses. Das zweite Bild (Abb. 47b) gibt die Innenansicht des Dachraums und zeigt die Gewalt der Explosion und besonders die Widerstandsfähigkeit der Konstruktion in vorzüglicher Weise. Der Balken, parallel zur Bildebene eingebaut, ist aus der Säule herausgezogen worden und hängt, seinen Zusammenhang wahrend, noch am anderen Auflager. Gleichzeitig ist auch ein großes Stück der Decke mit herausgeschleudert worden; die Eisen im Vordergrunde sind dabei glatt aus der Deckenplatte bis zu der Stelle herausgerissen worden, an der die angewalzten Flügel der Kahn-Eisen beginnen. Trotzdem die Decke so ihres eigentlichen Auflagers beraubt ist, bleibt der nicht unmittelbar von der mechanischen Wirkung betroffene Teil unbeweglich, wohl infolge einer Vereinigung von Platten- und Konsolwirkung, wie sie nur einer einheitlichen Konstruktion wie dem Eisenbeton eigen ist — einer Wirkung, die diesen Konstruktionen anderen Bauweisen gegenüber eine vermehrte, wenn auch nie in Rechnung gezogene Sicherheit verleiht.



Abb. 46. Einsturz einer Plattenbalkendecke, Wien.

[1]) B. u. E. 1911, S. 250.
[2]) Eng. News 1912, Febr., S. 240.

Die Frage der Explosionssicherheit hat während des Krieges dadurch eine besondere Bedeutung erlangt, daß die statischen Aufgaben der Dachdecke durch den Wunsch vermehrt wurden, daß die Dachdecke auch einen wirksamen Schutz gegen Fliegerbomben abgeben soll. Es ist natürlicherweise nur in den seltensten Fällen möglich und nur bei Festungsbauten denkbar, daß man das Gebäude mit Voraussicht auf diesen Zweck entwirft. Hier kann aber jedenfalls festgestellt werden, daß die Erfahrungen des Krieges gelehrt haben, daß von den vorhandenen Bauweisen sich der Eisenbeton als bester Schutz dadurch bewährt hat, daß die Kraft der Explosion gewöhnlich in der obersten Decke gebrochen wurde und ein Durchschlagen der unteren Decken bei der üblichen Größe der Bomben nicht erreicht wurde und die Standfestigkeit des Baues unberührt geblieben ist.[1])




Abb. 47a. Wirkung der Explosion auf die Umgebung.

Eine weitere, mit der Widerstandsfähigkeit des Eisenbetons gegen Stoß und Explosionen zusammenhängende Frage ist die Verwendung von Rammbären und Explosivmitteln zum Zwecke des Abbruches[2]) und der Zerstörung von Eisenbetonbauten. Wenn wir von den kriegerischen Maßnahmen ganz absehen, so gibt uns auch der Frieden gerade genug derartige Anwendungsmöglichkeiten. Es sei als Beispiel auf die bei den Straßenumbauten im Gebiete der Düsseldorfer Ausstellung 1902 ausgeführten Sprengungen einer Betonbrücke von 30 m Spannweite sowie der anschließenden Hallen und Kaskaden verwiesen.[3]) Von den vielen in dem Buch von



Abb. 47b. Innenraum nach der Explosion.

[1]) B. u. E. 1915, S. 171.
[2]) E. Schick, Abbruch von Beton- und Eisenbetonbauten, 1913.
[3]) B. u. E. 1909, S. 201, Über Sprengwirkung bei Betonbauten von Ingenieur K. Schaarf.



Abb. 48. Abtragen der News-Gebäude in Baltimore.



Abb. 49.

Schick gesammelten Beispielen sei der Abbruch mittels Rammbär (Abb. 48) bei den „News"-Gebäuden Baltimore erwähnt.[1])

Der Einsturz des in Abb. 49 dargestellten Lyman-Gebäudes in Cedar Rapids, bei dem sieben Stockwerke zusammenbrachen, sei erwähnt, weil in solch einem Falle eine rasche Entfernung der Trümmer schon mit Rücksicht auf die darunter Begrabenen notwendig sein kann. Um in dieses Gewirr von Eisen einzudringen, bedarf es besonderer Schneideapparate, von denen einer rascher arbeitet, als ein Arbeiterstand von 100 Mann und 25 Wagen die Trümmer fortzuschaffen in der Lage sind.

Ausführlich haben sich im Frieden mit dieser Frage die Herren der verschiedenen Geniestäbe beschäftigt, und da deren Arbeiten bisher vertraulich behandelt wurden, so sind wir nur auf die Mitteilungen des Hauptmanns des holländischen Geniestabes Herrn T. W. Scharroo[2]) und amerikanische Quellen angewiesen. Erst die jüngste Literatur gibt hierüber weitere Aufschlüsse. Die Sprengung, mit entsprechender Vorsicht behandelt, stellt jedenfalls eine Lösung dar, mittels deren wir am raschesten und bei den heutigen Arbeitspreisen auch, man kann wohl sagen: am billigsten die Entfernung eines Betonbauwerkes erzielen können. Darum hat es für die Allgemeinheit

[1]) Z. d. öst. Ing. u. Arch. V. 1913 Nr 18.

[2]) B. u. E. 1915, S. 72 u. 109.

ein Interesse zu wissen, mit welcher Mindestladung diese Zerstörung erreicht und so ausgeführt werden kann, daß eine Gefährdung der Umgebung ausgeschlossen erscheint, so zwar, daß die Hilfsmittel auch im Bereiche einer Großstadt unbedenklich angewendet werden können. In diesem Zusammenhange, wie auch als Abschluß früherer Erwägungen, seien nunmehr die Versuche des Herrn Generalmajor Marussig angeführt,

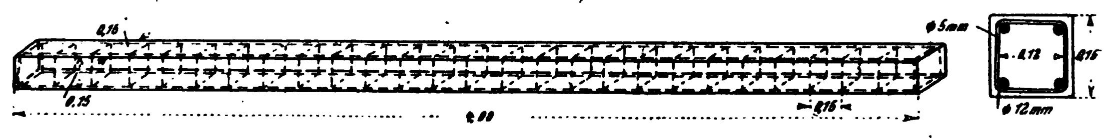


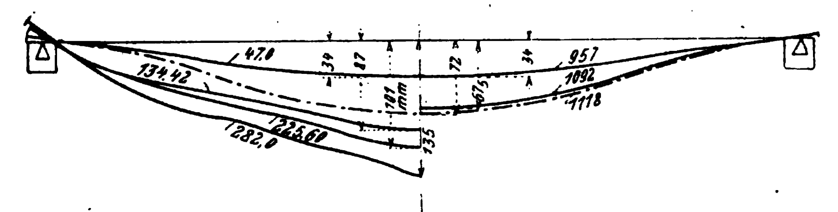

Abb. 50. Versuchsbalken.

die nur als eine Art Vorversuch zu einem großangelegten späteren Programm gedacht waren, das nicht mehr zur Ausführung gelangen konnte.

Bei den Versuchen wurde ein Balken 15 · 15 cm von 3,80 m Stützweite (Abb. 50), bewehrt mit 4 R.-E., durchgebrochen. Es wurde festgestellt, daß dieser Balken für seine Zerstörung den folgenden Aufwand erfordert.

a) Bei einer ruhenden Belastung ist seine Tragfähigkeit durch 1220 kg erschöpft.

b) Bei einer Rammwirkung durch ein Einzelgewicht sind 94 kg aus einer Höhe von 3 m oder 54 kg aus einer Höhe von 5,3 m oder, was dasselbe bedeutet, es ist eine




Durchbiegungen unter steigender Fallenergie ruhender Last.

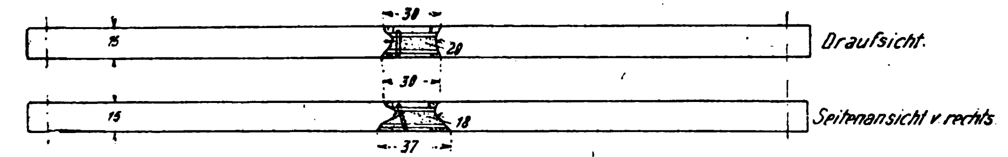



Abb. 51. Zerstörung bei 282 kgm Fallenergie. (94 kg × 3,0 m.)

Fallenergie von 282 mkg nötig, um den Balken soweit zu zerstören, daß er als nicht mehr tragfähig anzusehen ist. Wir sehen, daß innerhalb dieser Grenzen des Fallgewichts bezw. der Balkenmasse die zum Bruch nötige Fallenergie nahezu gleich bleibt (Abb. 51).

c) Bei Verwendung von freiaufliegenden Ekrasitpatronen läßt sich dieselbe Wirkung durch 0,05, besser aber mit 0,1 kg Ekrasit herbeiführen. Diese Sprengladung schlägt einen Streifen von 20 cm Beton aus dem Balken heraus, ohne daß die Rundeisen davon wesentlich berührt würden. Die Abb. 52 zeigt den Balken nach der Verwendung von 0,1 kg Ekrasit. Es ist ersichtlich, daß in allen drei Fällen der entlastete Balken neuerlich etwa einer Belastung von 300 kg bedarf, um vollkommen zerstört zusammenzubrechen. Er wird also durch den Stoß oder die Sprengung nur für eine leichte Abtragung reif gemacht.

Der durch diese Zahlen gegebene Maßstab hat nur insoweit Vergleichsberechtigung, als die damit verglichenen Verhältnisse annähernd dieselben bleiben. So darf insbesondere nicht vergessen werden, daß der Balken selbst etwas über 200 kg wiegt, und daß die

Änderung der stoßenden Masse, wie Abb. 53 zeigt, trotz der gleichen Fallenergie einen verschiedenen Einfluß hervorbringt. Die Abb. 52 zeigt auf der rechten Seite die gesamten Formänderungen, wie sie bei den Balken durch die ruhende Belastung bis zu 1118 kg, das ist vor Aufbringung der Bruchlast, festgestellt werden konnten, und gibt ferner auf der linken Seite an, wie groß die gesamten und bleibenden Durchbiegungen bei den beiden Fallversuchen gewesen sind. Bezüglich der Einwirkung des Explosionsstoßes

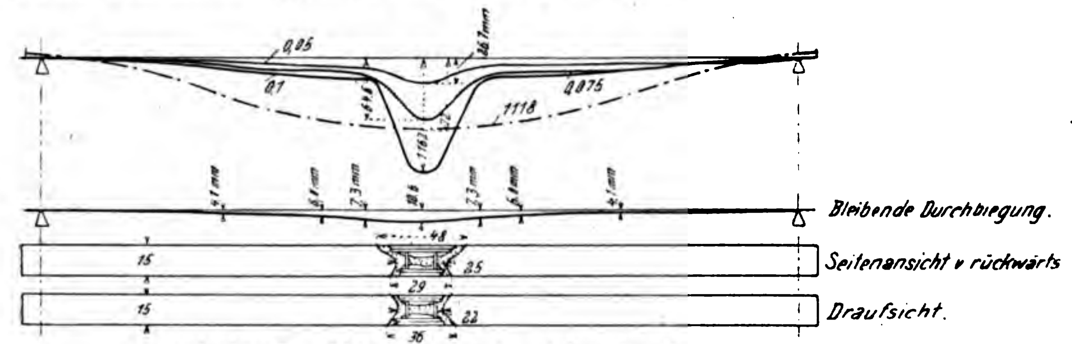



Abb. 52. Durchbiegungen unter steigenden Sprengladungen.
Erscheinungen bei 0,1 kg Ekrasit.

auf den Betonbalken sei auf die Veröffentlichung der Versuche verwiesen. In Abb. 52 finden sich die Durchbiegungen bei steigender Menge Ekrasit und die größte ruhende Bruchlast verglichen.

Im Rahmen dieses Kapitels ist es noch nötig, einen Hinweis auf jene Vorkehrungen zu geben, mittels deren man versucht hat, die Umfassungsmauern von Fabriken und

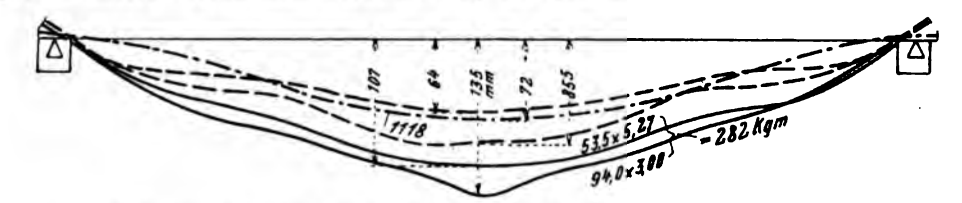



Abb. 53. Vergleich von Durchbiegungen unter gleicher Fallenergie.

Lagerräumen, in denen sich explodierbare Gegenstände befinden, in Eisenbeton derartig auszugestalten, daß der Luftdruck den Füllbeton zwischen den Hauptrippen oder zwischen den Bewehrungseisen leicht herauszudrücken imstande ist und auf diese Weise verhindert wird, daß die Umgebung durch das Herausschleudern der Bauteile Schaden erleidet.

## B. Mangel an Verantwortlichkeitsgefühl.

Der häufigste Fall dieser Art betrifft Ausführungen, bei denen eine gemeinsame verantwortliche Stelle fehlt oder ihrer Aufgabe nicht gewachsen ist. Dies ist besonders dort gefährlich, wo man aus schlecht angebrachter Sparsamkeit Teile desselben Bauwerks Sonderunternehmungen auf Grund ihres Mindestangebots übergeben hat. Diese Unterteilung der Verdingung und die damit erzielten wirtschaftlichen Vorteile sollen nur dann angestrebt werden, wenn eine ihrer Verantwortlichkeit bewußte tatkräftige Bauleitung besteht, welche Fehler verhindern kann, die aus dem einen Gebiet in das andere übergreifen, insbesondere dann, wenn ein sonst geringfügiger Mangel des einen

Unternehmers die Zerstörung der Arbeiten des anderen oder selbst des ganzen Bauwerks zur Folge haben kann. Jedenfalls wird bei einer solchen Teilung der eine Unternehmer stets bestrebt sein, seine Schuld auf den anderen abzuschieben, sobald ein einwandfreier Nachweis über die Ursache schwer oder gar nicht erbracht werden kann. Diese in diesem Zusammenhang sich ergebenden Streitfragen über Neuherstellungen und Schadloshaltungen stellen ein oft nicht entwirrbares Problem dar.



Abb. 54.

Besonders folgenschwer kann die gesonderte Ausführung von Fundamenten werden, weil jeder Fehler in der Gründung in dem darauf ruhenden Bauteil zum Ausdruck kommt und so die Möglichkeit besteht, die oben gemachten Fehler auf die Fundamentherstellung zu schieben, sofern diese von einer andern Firma herrührt. Diese Arbeitsteilung bedeutet also mindestens eine Vorschubleistung für eine schlechte Ausführung.

Als ein Beispiel dafür sei der Einsturz einer Decke in Wilhelmsburg im August 1909 angeführt.[1]) Der Bau stellt ein zweigeschossiges Lagergebäude dar. Der Unfall geschah nach der erstmaligen Aufbringung der vollen Nutzlast von 1500 kg/m². Die Eisenbetondecke war an den vier Umfangsseiten solide untermauert, und das Gebäude besaß in seinem Innern, wie Abb. 54 zeigt, vier Säulenreihen, die auf einer Platte von 2 m im Geviert und 40 cm Dicke aufgestellt waren. Die in Abb. 55 schraffierte Fläche blieb so ziemlich in der ursprünglichen Lage. Die Säulenreihe II hat sich, wie Abb. 54 zeigt, nur wenig gesenkt, während die Säulenreihen III und IV vollständig im Boden verschwunden sind und die Verbindung der Decke mit den Umfangsmauern längs *Oc* und *Cd* vollständig abgebrochen ist. Die Säulen sind durch das Fundament hindurch gedrungen und haben den Beton glatt abgeschert. Die Fundamentplatten und der Eisenbetonüberbau wurden von verschiedenen Unternehmungen ausgeführt, und zwar wurden die ersteren mangels einer verantwortlichen gemeinsamen Leitung so hergestellt, daß sie zur Aufnahme der Stützendrücke ungeeignet waren. Ein anderes Beispiel waren Erscheinungen bei der Wiener Stadtbahndecke.

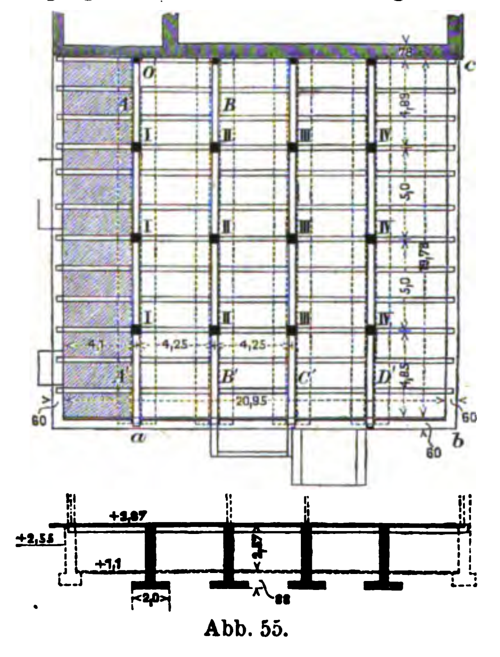



Abb. 55.

[1]) B. u. E. 1909, S. 322.

Die Stützmauern der Untergrundlinie längs des Donaukanals wurden damals (1898) in der üblichen Weise an Generalunternehmer vergeben und in der sorgfältigsten Weise auf einem übrigens sehr schwierigen Untergrund hergestellt. Nur der Mauerkörper war derart, daß er für eine eiserne Decke, für die er bestimmt war, genügt hätte. Als sich dann bei der Eisenbetondecke, die als voll eingespannt gerechnet wurde, Verdrehungen am Widerlager zeigten, legte man jener die Hauptschuld bei. Die Erscheinung wurde übrigens durch eine künstliche Belastung mit Bleistapeln auf den Trägerenden rückgängig gemacht und dann die Decke in Schlitze verankert, die hinter der Mauer ausgehoben worden waren. Die Schuld liegt in diesem Fall in erster Linie bei der Bauleitung, die sich der Tragweite ihrer Entscheidung nicht bewußt war, was dadurch hinreichend erklärt erscheint, daß dieser Bau einer der ersten größeren Bauten mit Balkendecken hierzulande war. Es sei noch auf den weiter unten beschriebenen Einsturz in Lemberg verwiesen.

Die üblichen amtlichen Bedingnisse erkennen diese Verantwortlichkeit nicht an, sondern erklären es als die Pflicht jedes Unternehmers, sich davon zu überzeugen, ob die Unterlage, auf der er weiterbaut, „zweckentsprechend" ausgeführt worden ist. Es ist dies eine rechtlich wertlose Redensart, weil es in den meisten Fällen unausführbar ist und eine baupolizeiliche Überwachung der anderen Firma voraussetzen würde, für die keine Möglichkeit besteht. Die Beispiele von Eisenbetondecken, die von Mauern getragen werden, die an ihrem schlechten Zustand Schuld tragen, sind sehr zahlreich. Sie stammen größtenteils aus jener Zeit, wo die älteren Baumeister sich noch nicht an den Bau einer Eisenbetondecke herangewagt haben. Sie haben häufig genug ihren Anteil am Gewinn durch eine Vereinfachung in der Herstellung der Mauer zu erhöhen versucht, in der Meinung, daß sie für die Folgen, die sich nur bei der Eisenbetondecke einstellen, nicht verantwortlich seien. Über einen Einsturz dieser Art berichtet Böhm-Gera in der Ton-Ind. 1912, S. 1603.[1]) In den meisten Fällen sind diese Fehlausführungen ohne ernste Folgen geblieben. Wir wollen hier einen Einsturz in Villach anführen, wo nicht nur der Mörtel, sondern auch die Ziegel sich als fehlerhaft erwiesen haben.

Beim Bau eines Schulgebäudes[2]) wurde das Fundament aus Zyklopenmauerwerk und die aufgehenden Mauern aus Ziegelmauerwerk von einem dortigen Baumeister ausgeführt, während die Eisenbetondecken von einer Wiener Sonderunternehmung hergestellt wurden. Wir wollen einige Sätze aus dem gerichtlichen Gutachten des Verfassers über diesen Fall hier wiedergeben.

Das Gutachten bespricht zunächst die Fehler der Eisenbetondecke und sagt, daß bei dieser schlechtestenfalls eine zweifache Sicherheit gegen Bruch bestanden hat. Bezüglich der Baustoffe heißt es:

1. Mauerwerk. Die von dem Baumeister beigestellten Baustoffe zur Herstellung der Mauern können mit Ausnahme der Ziegel als gute, jedenfalls aber den gesetzlichen Forderungen, welche nur zur Lieferung einer mittelmäßig guten Qualität verpflichten, entsprechende bezeichnet werden. Bezüglich der Ziegel muß jedoch das gelieferte Material als unterhalb dieser Grenze angesehen werden. Die Versuche haben zwar ergeben, daß zwei von den drei Ziegeln eine mittlere Druckfestigkeit von 144 kg/cm² ergeben haben, so daß dieselben in bezug auf diese Eigenschaft als zureichend anzusehen sind. Zu dem Begriff eines guten Ziegels gehört jedoch unter anderem auch, daß derselbe eine hinreichende Frostbeständigkeit zeigt, um wenigstens jene kurze Frostzeit ertragen zu können, welche zwischen der Herstellung des Rohbaues und der Anbringung des Verputzes verstreicht. Ist ein Ziegel selbst für eine kurze Frist nicht wetterbeständig, dann ist er für den praktischen Zweck überhaupt nicht brauchbar, denn ein längeres

[1]) Böhm-Gera, „Bauunfälle in Ursache und Moral" Nr. 12.
[2]) B. u. E. 1911, S. 225.

Bloßliegen früher oder später ist unvermeidlich. Dieser Fall besteht in der vorliegenden Bauausführung. Die kurze Frist, welche zwischen der Bauvollendung bezw. dem Einsturz am 2. Dezember und dem gerichtlichen Gutachten am 23. Dezember verstrichen ist, hat genügt, um ganz unglaubliche Frosterscheinungen an dem Äußern des Rohbaues zu zeitigen, so zwar, daß ein weiterer Nachweis über die mangelhafte Beständigkeit des Materials nicht angesprochen wurde, weil sich dieser Beweis von selbst eingestellt hat. Da behauptet wurde, daß für die vorderen Ziegelpfeiler besonders gute Ziegel ausgesucht worden seien, so wurden aus diesen Pfeilern durch neuerliche Auswahl drei augenscheinlich besonders gute Ziegel herausgesucht, von denen zwei auch der erwähnten Druckprobe unterworfen werden konnten. Beim dritten aber hat die Temperatur der Bauhütte genügt, um die inneren Frosterscheinungen zur Wirkung zu bringen und ihn ebenfalls wie so viele andere zum Zerfall zu bringen. Wir sehen also, daß die oben angegebene Festigkeit keinesfalls genügt, sondern daß Frosterscheinungen eintreten können, welche sie ganz zu vernichten imstande sind. Es kommt erschwerend in Betracht, daß der Bauunternehmer selbst Ziegeleibesitzer ist und daher über die Eigenschaften der Ziegel und über ihre mangelhafte Wetterfestigkeit vollständig unterrichtet gewesen sein mußte. Es kommt ferner hinzu, daß so schlechtes Ziegelmaterial in dem rauhen Klima, wie es sonst in Villach herrscht, nicht in Betracht kommen kann. Es bleibt noch die Frage übrig, ob das Material nicht etwa trotzdem landesüblich sei, weil keine besseren Tonablagerungen in der Nähe zu finden sind. Ich habe den nachbarlichen Bau des Beamtenhauses der k. k. Staatsbahnen einer amtlichen Besichtigung unterziehen lassen. Die Ziegel dieses Baues rühren von der Ziegelei Gh. her, und es wurde festgestellt, daß bei ihnen keinerlei nennenswerte Zerstörungen durch den Frost gefunden werden konnten. Ich glaube, daß dieser Nachweis genügt, um die Entschuldigung, daß ein solches schlechtes Ziegelmaterial landesüblich sei, hinfällig erscheinen zu lassen.

Die einzige Entschuldigung hierfür ist der niedrige Preis, welchen der Baumeister für seine Arbeit angeboten hat und auf welchen wir bei der Ausführung nochmals zurückkommen werden.

2. Deckenkonstruktionen. An der Qualität des Materials, welches zur Herstellung der Decken verwendet wurde, d. i. Eisen, Sand und Zement, kann nach den vorliegenden Versuchen und dem Lokalaugenschein eine Ausstellung nicht gemacht werden.

### Bauausführung.

1. Mauerwerk. Schon bei dem ersten Gutachten am 2. Dezember wurden laut Protokoll an dem Pfeiler mehrere Ausbauchungen festgestellt. Die Ziegel zeigen sehr verschiedene Größen, herrührend von einem sehr verschiedenen Schwundmaß beim Brennen, und die Mörtelfugen sind von außergewöhnlicher Dicke. Diese rühren daher, daß die Zahl der Ziegel für 1 m³, wie sie bei normalem Ziegelausmaß richtig ist, beibehalten wurde und die fehlende Ziegelkubatur durch Kalkmörtel ersetzt wurde. Es kann dies nur durch den geringen Preis des Mauerwerks entschuldigt werden. Nun ist Ziegelmauerwerk in Weißkalkmörtel eine für Bauten mit Eisenbeton wenig geeignete Mauerwerksgattung. Die mangelhafte Eignung rührt daher, weil der Kalkmörtel ungleichmäßigen und sehr großen Setzungen ausgesetzt ist. Je größer nun diese Fugen sind, desto unhaltbarere Verhältnisse werden geschaffen, was ersichtlich wird, wenn man bedenkt, daß bei 1 m Höhe 13 Ziegelscharen etwa 84 cm Ziegel und 16 cm Mörtel ergeben. Im vorliegenden Falle hat sich jedoch stellenweise die Höhe des Mörtelbandes gegen die normale Ziffer verdoppelt, indem Ziegel von 5 cm anstatt 7 cm Stärke und weniger nichts Seltenes sind. An diesen Umständen wird durch etwas Beigabe von Portlandzement in den vorderen Pfeilern durch den sogenannten verlängerten Kalkmörtel nicht viel geändert, weil auch dort dieselben Ziegel in Verwendung standen und ebenso breite Fugen angeordnet wurden und das Ganze auf Zyklopenmauerwerk in Kalk steht. Diese ausgewählten Ziegel weichen nur etwas weniger von dem Normalformat ab.

Für die Bauausführung müssen die vereinbarten Einheitspreise richtunggebend sein, da keine anderen Vorschriften vorliegen. Die von dem Baumeister im Kostenvoranschlag angesetzten Mauerpreise sind durchweg so niedrig, daß von einem Verdienst nicht die Rede sein könnte. Wie aus der Zuschrift des Baumeisters St. ersichtlich, beträgt der landesübliche Preis für 1 m³ Mauerwerk von dem gewöhnlichen Mauerziegel mit Weißkalkmörtel 24 Kronen. Der Baumeister hat hierfür nach seinem Offert nur 18,40 Kronen gerechnet, das ist also 25 % weniger. Für gutes Klinkermauerwerk wird der Preis mit 83 Kronen angegeben. Wenn man hier abermals 25 % abschlägt, so bleiben 62 Kronen übrig, während der Baumeister nur 33,80 Kronen gerechnet

hat. Dieser Preis sagt, daß Klinker anzuwenden nicht beabsichtigt war, und die Annahme des Preises gesteht zu, daß die Bauleitung ihm die Anwendung eines minderen Materials gestattet hat, sonst hätte ein Preis, der 40 vH. des landesüblichen ausmacht und der daher ihrer Aufmerksamkeit unmöglich entgangen sein kann, zurückgewiesen werden müssen. Der Begriff „Klinker" ist leider ein so unbestimmter, daß man dahinter alles, auch einen besseren gewöhnlichen Ziegel verstehen kann. Die vorliegenden Ziegel als Klinker zu bezeichnen, erscheint ausgeschlossen. Will man solche Mißverständnisse vermeiden, so muß man, wenn man nichts anderes tut, sich wenigstens den Preis anschauen. Es hat hier eigentlich keinen Zweck, auf die Frage, „was Klinker ist", weiter einzugehen. Doch muß hervorgehoben werden, daß man unter Klinker einen bis zur Sinterung gebrannten Ziegel versteht, während hier nicht einmal ein gut gebrannter Ziegel vorlag. Mit dem geringen Zusatz von Zement und mit den behaupteten besten Ziegeln läßt sich aber der Preisunterschied von 18 Kronen für gewöhnliches Mauerwerk und 33 Kronen für Pfeilermauerwerk nicht rechtfertigen. Die Selbstkosten sind nahezu dieselben, und die Vermutung liegt nahe, daß der Baumeister durch den höheren Preis bei den Pfeilern den zu niedrigen Preis beim Mauerwerk teilweise ausgleichen wollte. Es wäre die Aufgabe der Bauleitung gewesen, dagegen Stellung zu nehmen. Da sie es von Anfang an nicht getan hatte, so konnte sie auch in der Folge nicht die Forderung stellen, daß bessere Qualitäten geliefert würden. Als Folge dieser Vorkommnisse ist in erster Linie eine bedeutende Setzung im Mauerwerk eingetreten, welche zur Folge hatte, daß die hölzernen Steher, welche unter den Eisenbetondecken angebracht waren, zusammengedrückt wurden, manche so stark, daß sie sich seitlich ausbogen.

Das Bruchsteinmauerwerk, welches die Unterlage der eingestürzten Frontwand des Hauses bildet, ist keinesfalls in einem diesem Bauteil entsprechenden Zustande. Der dort verwendete Mörtel war noch am Tage des Lokalaugenscheins vollständig weich und die Lagerung der großen Steine eine solche, daß eine Verschiebung derselben untereinander durch eine Last ohne Schwierigkeit eintreten konnte. Auch war diese Art von Mauerwerk viel zu weit heraufgeführt, so zwar, daß die Unterlagen der aus Klinkerziegeln bestehen sollenden Ziegeln eine derartige war, daß selbst, wenn es Klinker gewesen wären, ihre Stabilität nicht hinreichend sichergestellt erscheint.

Zu alledem kommt noch der Umstand, daß ein Schließenplan in dem Bauwerke nicht bestanden zu haben scheint. Mit Rücksicht auf die sonst zutage getretene mangelhafte Sachkenntnis der Bauleitung ist anzunehmen, daß man hier, wie so häufig, die Eisenbetonträger als genügende Schließenverbindung angesehen hat.

Man kann sich hiernach einen Begriff davon machen, welcher Art die Bauleitung war, welche die Ausführung dieses kleinen Baues zu verantworten hatte. Man darf aber deshalb keinesfalls glauben, daß so etwas nur bei einem kleinen Bau in einer entlegenen Stadt möglich ist. Ein, man möchte fast sagen, vollkommenes Beispiel dafür, was alles unterlassen werden kann, gibt der Einsturz des Henkegebäudes in Cleveland O. am 22. November 1910, über dessen Einzelheiten Engineering News 1911, S. 117 u. 238 berichten. Eine Fülle von Ausführungsfehlern und sonstiger Fehlgriffe hatte den plötzlichen Zusammensturz des ganzen Bauwerks zur Ursache. Versöhnend wirkt die Gründlichkeit, mit welcher die ganze Fehlerliste in der Untersuchung festgestellt wurde. Als Hauptursache erscheint eine Kälte im Oktober. Der Einsturz soll bei den Säulen seinen Anfang genommen und sich mit einer großen Plötzlichkeit vollzogen haben. Dieser Vorfall hatte einen wahren Entrüstungssturm in den dortigen Fachzeitschriften zur Folge, wie dies aus deren Spalten aus dem Jahre 1912 hervorgeht. Eine reinigende Wirkung haben die vielen und schönen Vorschläge zunächst kaum zu verzeichnen gehabt. Gerade im Gegenteil trat mit der damaligen Hochkonjunktur des Eisenbetons auch eine große Zahl von Unfällen in die Erscheinung. Nachdem diese Geschäftslage sich so ziemlich auf alle Länder erstreckt hatte, finden wir auch überall, daß dieselbe Ursache dieselben Folgen gezeitigt hat. Herr Professor Sigmund Müller gibt in seinem Vortrage „Baupolizei und Einsturzunfälle" die folgende Statistik über die in der Zeit seit 1906 bekannt gewordenen Unfälle bei Eisenbeton-

bauten. Er gibt die Zahl der Unfälle für 1906 mit 4 an, für 1907 mit 6, für 1908 ist die Ziffer mit 10, für 1909 mit 7, 1910 mit 8, 1911 aber mit 20 angegeben. Wir wissen, daß im Jahre 1912 die amtliche Statistik angefangen hat und daß mit ihr die private Statistik ausgeschaltet erscheint. In diesen Jahren der Hochkonjunktur (1911/12) haben die vorhandenen Geschäfte und die erfahrenen Fachleute zur Bewältigung der auszuführenden Arbeiten nicht ausgereicht. Die Folge davon war, daß vieles in großer Hast oder gar von unerfahrenen Firmen ausgeführt und die großen Firmen gezwungen wurden, ihre Bauten bis in die kalte Jahreszeit hinein fortzusetzen. Dies erklärt hinreichend das plötzliche Anwachsen der Unfälle sowie auch den Umstand, daß die Zahl der Bauunfälle in den folgenden Jahren wieder auf die normale Anzahl zurückgegangen ist. Die amtliche Statistik behandelt in besonderen Berichten 1913 3 Unfälle, 1914 8, 1915 2, 1916 keinen, 1917 2 und 1918 6. Es entzieht sich unserer Kenntnis, ob diese Ziffern eine vollständige Statistik darstellen oder nur auf lehrreiche Unfälle beschränkt worden sind.



Abb. 56. Hotel in Kansas-City.

Eine mangelhafte, ihrer Verantwortung nicht bewußte Bauleitung wird eine Fülle von Fehlern dulden, welche die Ursache des Einsturzes bilden können. Solche Vorfälle geben gewöhnlich den besten Anlaß für Angriffe einer dem Betonbau feindlichen Presse, wie die Vertreter der Interessen des Eisenbaues oder wie die amerikanische Zeitschrift „Stone" im Oktober 1912, welche über einen Einsturz eines Hotels in Kansas City berichtet (Abb. 56).[1]) Dieses hatte vier Stock hohe Mauern von 30 cm, stellenweise 20 cm Dicke mit 10 cm für das Auflager. Das sind gewiß außerordentliche Abmessungen. Der Einsturz erfolgte vom Dach aus nach vorzeitiger Ausrüstung. Der gerichtliche Befund sagt hierüber:

An dem Unglücksfall tragen Schuld:

Der Bauherr, welcher sich die Pläne auf einem nicht einwandfreien Weg verschafft hat, indem er es dem Unternehmer überließ, sie in dessen eigenstem Interesse so abzufassen, daß er (der Unternehmer) mit dem geringsten Materialaufwand auskommen konnte;

der Eisenlieferant, als der eigentliche Verfasser der Pläne, der in mehrfacher Hinsicht sich gegen die bestehenden Vorschriften vergangen hat;

der Architekt, der die Pläne, ohne sie fachlich zu prüfen, gutgeheißen hat;

der Vorstand der Baupolizei, der die Bauerlaubnis gab, ohne die Pläne auf eine Uebereinstimmung mit den Vorschriften zu prüfen, und der auch für keine Überwachung des Baues während der Ausführung Sorge getragen hat.

Wenn der Eigentümer schließlich für keine fachgemäße Überwachung gesorgt hat und diese selbst auszuüben versuchte, so ist er und der Betonbauunternehmer gemeinsam für die frühzeitige Ausschalung und Belastung verantwortlich u. s. f.

[1]) Eng. News 1912, Vol. 68, Nr. 18, S. 817.

Die deutschen amtlichen Berichte enthalten unter 22 Vorfällen zwei dieser Art.

In einem Falle[1]) wurde festgestellt, daß die Decke fast in einem Stück heruntergekommen war; Beton und Ausführung waren fehlerlos. Die Schuld lag an den tragenden Mauerteilen. Der Kalkmörtel war ganz weich, und die Steine ließen sich mühelos abheben, ohne daß Mörtel an ihnen haften blieb.

In dem anderen Falle[2]) sollten drei Decken aus Eisenbeton in einem alten Gebäude zu Lagerzwecken eingebaut werden. In der Mittelachse lag ein Unterzug, der auf Eisenbetonpfeilern und an den Enden auf dem Mauerwerk der Giebelwand gelagert war. Eines Tages gab das Auflager in der Giebelwand nach, der Unterzug in einer Länge von 5,48 m stürzte hinunter und nahm die benachbarten sechs Deckenfelder mit. Beim Einsturz war die Decke nur mit 600 kg/m² belastet, während sie für 1000 kg/m² berechnet war. Der Sachverständige stellte fest, daß der Beton im allgemeinen gut war; nur schienen die Eisen nicht sorgfältig verlegt zu sein, auch waren die Auflager der Nebenträger mangelhaft betoniert. Am Auflager des Unterzuges an der Außenwand reichten die Eisen nicht weit genug in die Wand hinein (Abb. 57), sie hätten bis zum Ende des Balkens durchgeführt werden müssen. Die Hauptschuld lag an dem Zustande des Mauerwerks (in Kalkmörtel) der Giebelwand. Die Mauer hatte schon vor der Herstellung der Decken eine Ausbuchtung von 30 cm Weite gehabt; sie war somit offenbar in jeder Beziehung mangelhaft.

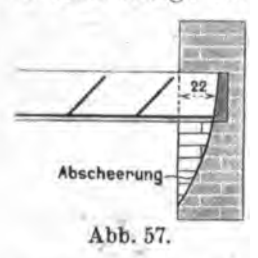


Abb. 57.

Bei dem Bau hatte eine besondere Art der Arbeitsteilung geherrscht. Der Bauherr hatte mit der Herstellung der Decken die Firma A beauftragt; diese übergab die Lieferung und das Verlegen der Eisen (einschließlich Aufstellen der statischen Berechnung) der Firma B. Angeschuldigt wurden der Bauführer C und der Zimmermann D (beide zur Firma A gehörig). Der Bauführer C hatte zwar die Oberleitung des Baues, war aber von seiner Firma lediglich mit den Eisenbetonarbeiten beauftragt; anderseits hatte D nur die örtliche Aufsicht beim Betonieren. Beide waren nach Ansicht des Gerichts nicht verpflichtet, die vorhandene Mauer des Gebäudes vor Einbringen der neue Decke auf ihre Standfestigkeit näher zu untersuchen.

Inwieweit in dem erstgenannten Falle der Unternehmer in der Lage war, das tragende Mauerwerk vor Beginn der Herstellung der Decke auf Standfestigkeit zu untersuchen, läßt sich nicht ermitteln. In dem letzten Fall steht es dagegen fest, daß eine solche Untersuchuug möglich war. Wenn das Gericht den Unternehmer nicht für verpflichtet hielt, diese Untersuchung vorzunehmen, so ist dies um so bemerkenswerter, weil diese Untersuchung nicht nur leicht möglich war, sondern eine naheliegende Pflicht der Bauleitung, ja selbst des Unternehmers gewesen wäre und ihre Unterlassung ohne Zweifel eine Fahrlässigkeit bedeutete.

An dieser Stelle soll auch ein Vorfall aus Barmbek[3]) bei einem im Bau befindlichen Werkstättengebäude Platz finden, weil trotz zweifelloser Schuld der Beteiligten ein Freispruch erfolgt ist. Der Einsturz fand am 15. September 1910 statt, indem die Hinterfront und die ganze rückwärtige Hälfte bis zum ersten Stock eingestürzte. Sieben Menschen wurden mitgerissen, kamen jedoch wie ein Wunder ohne wesentliche Verletzungen davon. Die Sachverständigen fanden eine Blütenlese von Verstößen gegen die Regeln der Baukunst: Trockene Bausteine, zu magerer Mörtel, schlechter Sand

[1]) B. u. E. 1914, Heft V, S. 117.
[2]) B. u. E. 1914, Heft X, S. 345.
[3]) B. u. E. 1911, S. 377.

und Verband in den Mauern und ganz laienhafte Ausführung der Eisenbetondecken. Als Bruchursche wird angeführt: zu geringe Auflager und zu frühe Belastung der Decken. Eine verantwortliche Person konnte in der heillosen Wirtschaft nicht gefunden werden.

Ein Vorfall dieser Art aus dem Bogenbrückenbau soll weiter unten angeführt werden. Eine weit verbreitete Amtsschablone schreibt im Brückenbau eine gesonderte Vergebung einerseits der Pfeiler und Widerlager und anderseits des Tragwerks vor. Dieser Brauch ist dadurch entstanden, daß im Eisenbrückenbau die Pfeiler und Widerlager vorteilhaft von ortsansässigen Baumeistern ausgeführt werden, während der eiserne Überbau von irgend einer großen Eisenfirma bezogen werden kann. Die Zulässigkeit dieser Trennung im Eisenbau macht es nötig, auf die Unzulässigkeit dieses Verfahrens im Eisenbetonbau aufmerksam zu machen, sofern die mit dieser Teilung erzielten Widerlager und Tragwerke ein einheitliches Ganzes bilden oder sonstwie statisch zusammenhängen. Die Vorteile dieser Trennung sind im Eisenbrückenbau häufig zweifelhaft, im Maschinenbau aber ebenso unzulässig. Die Firma, die eine Maschine baut, soll auch für die Fundamente gut stehen. Die getrennte Verdingung wird beim Brückenbau auch dazu benutzt, um einen Wettbewerb zwischen Eisen und Eisenbeton im Brückenbau unmöglich zu machen, indem die nur für den Eisenbau geeigneten Pfeiler und Widerlager zuerst vergeben werden und keine Rücksicht darauf genommen wird, welcher große Unterschied im Gesamtpreise des Bauwerks beim Vergleich der beiden Baustoffe entsteht,[1]) wie die Verdingung einer Bogenbrücke über die Drau lehrt, wo insgesamt 124 500 Kronen für eine Eisenbrücke verausgabt wurden, während das Bauwerk in Eisenbeton mit 63 000 Kronen herstellbar gewesen wäre.

Für den Ausfall bleibt es gleichgültig, ob bei solchen Fehlern unter einer der Verantwortung nicht gewachsenen Bauleitung Gewinnsucht, gepaart mit dem Bewußtsein der Unrichtigkeit, oder nur Unkenntnis und Gedankenlosigkeit die Ursache gewesen sind, ob diese Fehler vom Unternehmer selbst herrühren oder ob die unzulängliche Aufsicht mißbraucht wurde oder ein unrichtiger Entwurf oder Auftrag vorliegt. Bei einem Hausbau in Krakau, wo man versuchte, der Baupolizei nach deutschem Muster Geltung zu verschaffen, hat der Unternehmer Pläne vorgelegt, die bereits eine, wenn auch mäßige Überschreitung der zulässigen Beanspruchungen in sich bargen (Abb. 58a). Die Gegenüberstellung des Plans und der Ausführung (Abb. 58b) läßt vermuten, daß die Absicht bestand, die Pläne nicht einzuhalten, und die Form so gewählt wurde, um dies möglichst unauffällig, durch den späteren Fußboden verdeckt, tun zu können. Die Anführung solcher Fälle, gegen die kein Kraut gewachsen ist, geschieht nur insoweit, als die Vollständigkeit es erfordert, sowie zur Warnung für alle jene, die mit einem durch Erfahrung nur wenig getrübten Vertrauen an solche Bauten herantreten, in der Meinung, daß „man mit Eisenbeton alles machen könne“. Diesen häufig genug vom besten Streben beseelten Leuten soll in Erinnerung gerufen werden, daß auch im Eisenbetonbau eine einwandfreie Planherstellung, Erfahrung und Organisation die wichtigsten Voraussetzungen für den Erfolg sind und daß ohne diese die Größe des Mißerfolges in keinem Verhältnis zu der Sicherheit steht, einen Bauunfall und den Ruin

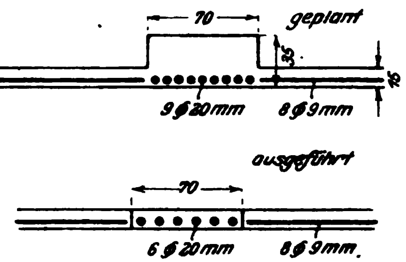


Abb. 58a u. b. Ausführung in Krakau.

[1]) B. u. E. 1914, S. 180.

des betreffenden Unternehmers zu erleben. Trotzdem wird es ja immer Spekulanten geben, die als Vabanquespieler sich dadurch nicht abschrecken lassen. Der andere Grund für diese Vorkommnisse bildet eine oft unerklärliche Gedankenlosigkeit. Es ist mir z. B. wiederholt begegnet, daß es von anscheinend erfahrenen Bauleuten übersehen wurde, daß ein Träger in Eisenbeton auch eines Druckgurtes bedarf.

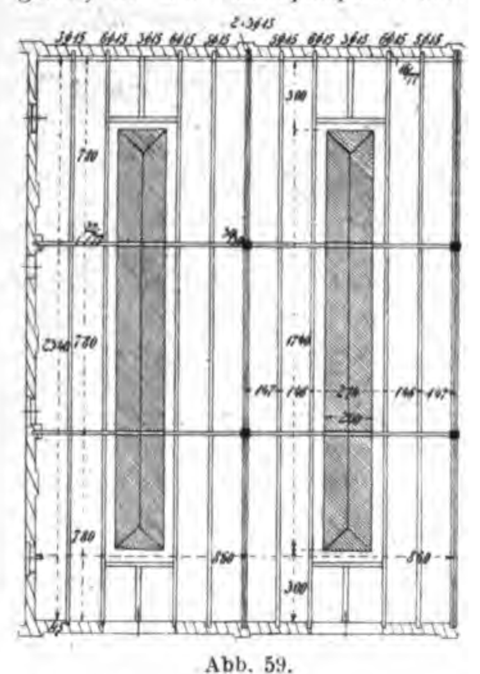


Abb. 59.

Man hat völlig gedankenlos den Druckgurt so zugestutzt, bis er einsturzreif war. In einem Fall wurde eine ursprünglich volle Dachplatte nachträglich auf Wunsch des Bauherrn mit Oberlichtern versehen; bei dieser Umänderung büßten die Dachbalken ihren Druckgurt ein. Ein zweiter ähnlicher Fall dieser Art betrifft einen Einsturz bei dem Neubau der Daimlerwerke in Wien-Neustadt (Abb. 59). Man hatte hier wie so häufig, um die Beleuchtung nicht zu stören, von den Querträgern nur die Rippe übrig gelassen. Bei dieser Ausführung ergaben sich aber mehrere widrige Umstände, die die Druckfestigkeit des Obergurts herabsetzten, so daß schließlich der Einsturz erfolgte. Es waren dies Frost und der Mangel an Bügeln bei den Druckeisen. Aus der großen Zahl ähnlicher Beispiele möge auch die Abb. 60 Platz finden. Es ist dies eine mit Grubenschienen und Draht bewehrte Winkelmauer, die durch ein Drahtseil gehalten werden soll. Der Unternehmer sandte mir diese Zeichnung mit einem Begleitschreiben, in dem er sich darüber bitter beklagt, daß die Mauer gleich nach Anbringung der Hinterfüllung zerbrochen wäre.

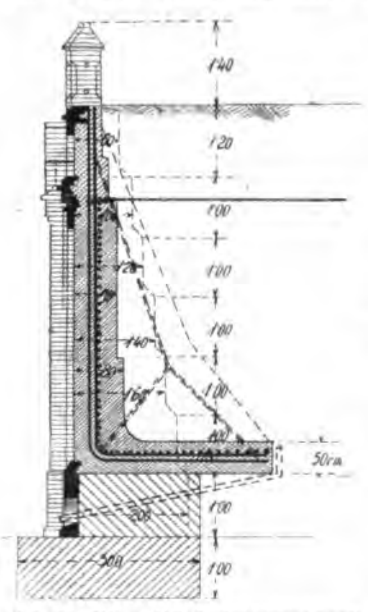


Abb. 60. Eine „Winkelstützmauer".

Das unverantwortliche Verfahren, den Eisenbeton beim Bau von Stützmauern und ähnlichen Anwendungen zu benutzen, ohne ein solches Bauwerk richtig entwerfen zu können, ist häufiger, als man glauben sollte. Der Eisenbeton kann nicht zu ähnlichen Schablonen verwendet werden wie das gewöhnliche Mauerwerk, wo durch Baustoffverschwendung ein Überschuß an Sicherheit erzielt wird, der keine genaue Ermittlung der statischen Verhältnisse notwendig macht. Beim Eisenbetonbauwerk ist eine Ermittlung des Kräftespiels unerläßlich. Auch die amtlichen Berichte enthalten hierfür zwei Beispiele. In dem einen Fall bestand (Abb. 61) die Stützmauer aus der eigentlichen Wand, die unten etwa 15 cm stark war und nach oben hin schwächer wurde, und aus 20 cm starken Rippen in 2,50 m Abstand, die auf 18 cm dicken Platten von 1,10 m Breite aufstanden. Die ganze Mauer war 122 m lang und hatte an beiden Enden etwa 10 m lange Seitenflügel, die ebenso ausgebildet waren wie

die Hauptstrecke. Nachdem die ganze Mauer hinterfüllt war, riß der eine Seitenflügel an der Ecke ab und neigte sich vornüber. Die Mehrzahl der Rippen war wagerecht abgedreht; dabei waren einige ganz von der Vorderwand abgerissen, andere hatten an der Übergangstelle starke Risse. Die statische Berechnung nahm einen ausschließlich senkrecht zur Vorderwand gerichteten Erddruck bei günstigen Bodenverhältnissen an und ging dabei hart an die Grenzen der zulässigen Beanspruchungen heran. Darin lag ein doppelter Fehler. Erstlich dürfen derartig ausgebildete schwache Stützmauern, die dem Erddruck ausgesetzt werden sollen, nicht wie Hochbauten berechnet werden, bei denen man die größten Belastungen, die eintreten können, genau kennt. Zweitens war die Möglichkeit, daß seitlich gerichteter Erddruck auf die Rippen wirken konnte, außer acht gelassen worden; denn eine seitliche Aussteifung der Rippen fehlte. Derartige Druckkräfte traten nachher tatsächlich auf. Denn der Unternehmer für die

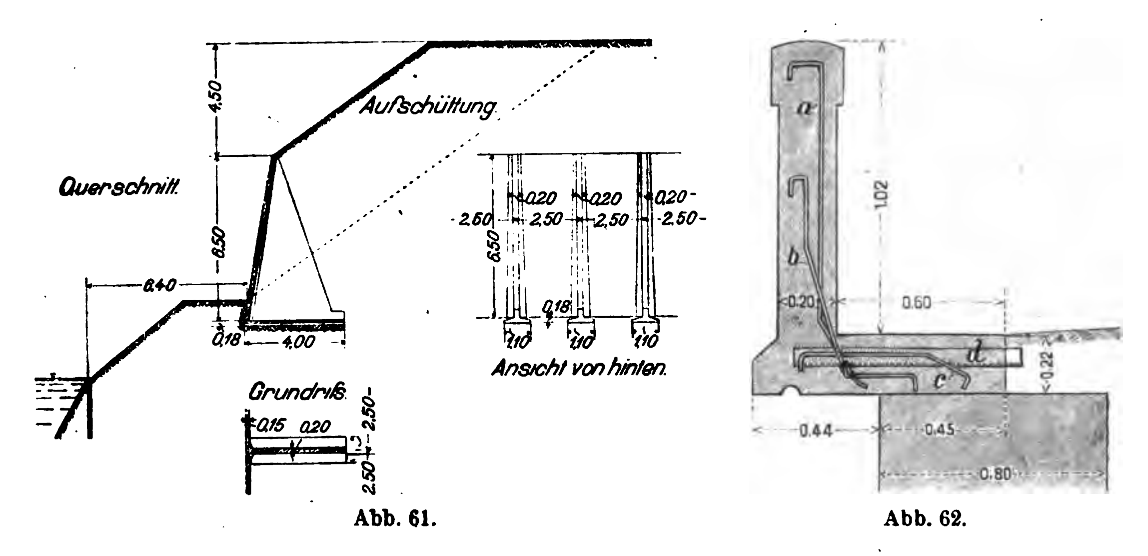



Abb. 61. Abb. 62.

Erdarbeiten, der allerdings am Bau der Mauer unbeteiligt war, schüttete die Hinterfüllungserde in billigster Weise von einer Seite fortschreitend in steilem Böschungskegel hinter die Stützmauer. Darauf trat der Unfall ein.

Das zweite Beispiel betrifft eine Brüstungsmauer (Abb. 62). Wir wollen hier der besseren Einteilung wegen zwischen solchen groben Beweisen der Unwissenheit, die wir als unverantwortlich bezeichnen, und zwischen den kleinen Verstößen unterscheiden, die auch dem zu der Planherstellung berechtigten Fachmann unterlaufen können, obwohl da eine Grenze recht schwer zu ziehen ist und mancher späterhin eingereihte Unfall auch hier Platz finden könnte.

Ein weiterer Vorfall dieser Art ergab sich mir bei einem Bau, bei dem mehrere kleine Räume mit Eisenbetonplatten gedeckt werden sollten. Diese Platten hatten ihr Auflager auf den Haupt- und Mittelmauern. Dort jedoch, wo die Zimmer schmal waren, wurden die beiden Scheidemauern zur Auflagerung benutzt. Es wurde mir nun gemeldet, daß eine derartige Platte sich in der Mitte eingesenkt habe und einzustürzen drohe, obwohl sie oben eine Scheidemauer zu tragen hätte, die noch nicht aufgeführt sei. War es schon erstaunlich, daß diese eine Platte nicht einmal das Eigengewicht tragen konnte, so wuchs mein Erstaunen, als ich den Plänen entnahm, daß die Platte sich nicht in der Mitte, sondern gerade dort eingesenkt hatte, wo sich planmäßig ebenfalls eine Scheidemauer befinden sollte. Eine Anfrage klärte auf, daß

nicht nur die obere, sondern auch die untere Scheidemauer noch nicht hergestellt worden war, und daß die Platte so bewehrt war, daß die untere Scheidemauer ihr als Auflager hätte dienen sollen. Damit wäre der Fall ja erledigt gewesen, wenn hier und bei solchen ähnlichen Vorkommnissen die Sache nicht auch gleichzeitig ein Anzeichen einer weitgehenden Nachlässigkeit aller Beteiligten gewesen wäre, wie eine damit zusammenhängende Untersuchung zutage förderte. In solch einem Falle aber, wenn, wie gesagt, es sich nicht um einen vereinzelten Zufall, sondern um eine grundsätzliche Nachlässigkeit handelt, bietet die Untersuchung von zuständiger Seite die einzige Möglichkeit, um dem gewissenlosen Unternehmer auf den Leib zu rücken, der dann durch die bedeutenden Kosten eines sich hieraus ergebenden Umbaues eine wohlverdiente, ja vielleicht die einzig wirksame Strafe erhält.

Es gibt schließlich noch eine besondere Form der Nachlässigkeit, die sich nicht einmal bewußt wird, worin die Daseinsberechtigung des Eisenbetons besteht, und die sich wahllos gegen alles versündigt und so das abschreckende Bild einer vollständigen Gleichgültigkeit gegen die hieraus zu erwartenden Folgen bietet. Als ein Beispiel dieser Art sei der Einsturz eines Badehauses in Atlantic City, N.-J. herausgegriffen.[1])

Zunächst hatte der Beton durch Frost gelitten, und es war möglich, von dem stehengebliebenen Teil an der Stelle, die in der Abb. 63 mit $A$ bezeichnet ist, den Beton wie loses Schottermaterial zu entfernen. Die Trümmer zeigen, daß zwischen dem Beton der Rippen und der Platte kein hinreichender Zusammenhang bestanden hat u. s. f.



Abb. 63.

Ein Architekt hat z. B. im Vertrage die Lieferung einer Lagerhausdecke von 2400 kg/m² verdungen. Gelingt es dem Unternehmer, die Decke ohne Unfall zu übergeben, so wird niemand danach fragen, wieweit er von den Anforderungen abgewichen ist, wie sie eine einwandfreie Herstellung erfordert. Es ist dabei keinesfalls nötig, an Haarspaltereien zu denken. Wenn wir z. B. 1200 kg/cm² im Eisen, 4,5 kg/cm² Haftspannung und 40 kg/cm² im Beton als empfehlenswerte Grenze bezeichnen, so brauchen wir eine Abweichung von 10 vH. nicht zu fürchten, sofern die angegebenen Nutzlasten mit bezug auf ihren wirklichen Höchstwert bestimmt worden waren, weil dann die tatsächlichen Belastungen immer weit unterhalb dieser Grenze bleiben werden und die örtlichen Überschreitungen selbst in der Trägermitte sich auf große Flächen verteilen. Gefährlich wird die Sache nur dann, wenn einerseits

[1]) Engineering News vom 5. April 1906. Über einen ähnlichen Vorfall berichtet Cement Age, August 1908, S. 139.

schon die Nutzlasten, wo immer möglich, zugeschnitten wurden und anderseits mittels unzutreffender Rechnungsannahmen die Spannung bis zur äußersten Grenze ausgenutzt wurde; dann können sich Überschreitungen bis zu 100 vH. und mehr gegen das Übliche herausstellen, wofür ich Beispiele kenne. Solche Bauten haben dann dank dem Fehlen einer fachmännischen Überwachung eine so zweifelhafte Sicherheit, daß man sie an der Bruchgrenze stehend bezeichnen kann.

Besonders lehrreich ist die nächste Abb. 64, wo Träger vor ihren Auflagern abgeschert worden sind. Es sind die Eisen nicht tief genug in diese eingeführt worden, um diesem wichtigen Konstruktionsteil den nötigen Scherwiderstand zu geben. Diese Sache ist übrigens kein besonderer Ausnahmefall. Etwas ähnliches zeigt die Skizze Abb. 65, die einem Bau in Westfalen

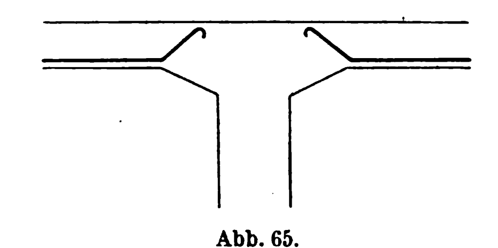


Abb. 65.



Abb. 64.

entnommen ist, wo also planmäßig keine Eisen in die Auflager eingelegt wurden. Häufig wird jedoch das Eisen verschoben, oder es wird zu kurz geliefert, und der Polier denkt, es werde ohne die paar Zentimeter auch halten. Unzureichende Zug- oder Schereisen sind deshalb ein so schwerwiegender Fehler, weil ein nachträglicher Umbau sehr kostspielig ist, oft teurer als ein vollständiger Neubau.

Während manche Praktiker nicht wissen, wo sie ihrem Bestreben nach Wirtschaftlichkeit Zügel anlegen sollen, und es so oft zustande bringen, daß, wie in einer großen Reihe mir zur Entscheidung vorgelegener Fälle, durch die Ersparnis von 300 kg Auslagen erwachsen, für die man 300 t Eisen kaufen könnte, gibt es wieder anderseits vorsichtige Herren, die die Aufgabe des Konstrukteurs dann gelöst sehen, wenn das Gebäude selbst den unmöglichsten und ungerechtfertigsten Annahmen entspricht. Der Konstrukteur ist oft gezwungen, solchen, ihm von amtswegen aufgetragenen Zumutungen zu entsprechen; ich möchte auch diese Vorkommnisse des Gegensatzes wegen unter die „Bauunfälle“ einreihen.

Mit einem Übermaß an Vorsicht am grünen Tisch findet sich oft eine unglaubliche Nachlässigkeit der Ausführung zusammen, die einen guten Plan herstellt, dann aber das eine oder andere Eisen vergißt oder an unrichtiger Stelle befestigt. Beispiele dieser Art, wo übrigens das Vergessen nicht immer einwandfrei erwiesen ist, sind keinesfalls selten; so sind mir Fälle bekannt geworden, wo fast die Hälfte der Zugeisen fehlte.[1]) Diese Fälle waren insbesondere zu jener Zeit häufig, als man noch mit der Kontrolle der vorgeschlagenen Abmessungen nicht vertraut war. Es blieb in den einzelnen Fällen zweifelhaft, ob der Fehler von eigener Unkenntnis herrührte oder im Schutze der mangelhaften Kontrolle bewußt ausgeführt wurde. Ein Beispiel

[1]) Siehe Rutgers, Unfälle in Eisenbeton, Beton u. Eisen 1908, Heft VIII, S. 199 und Heft IX, S. 229.

dieser Art bietet eine Reihe von Straßenbrücken in Nordamerika mit 4 bis 7 m Spannweite.[1]) Diese waren kaum stark genug, um die zulässige Last zu tragen. Tatsächlich

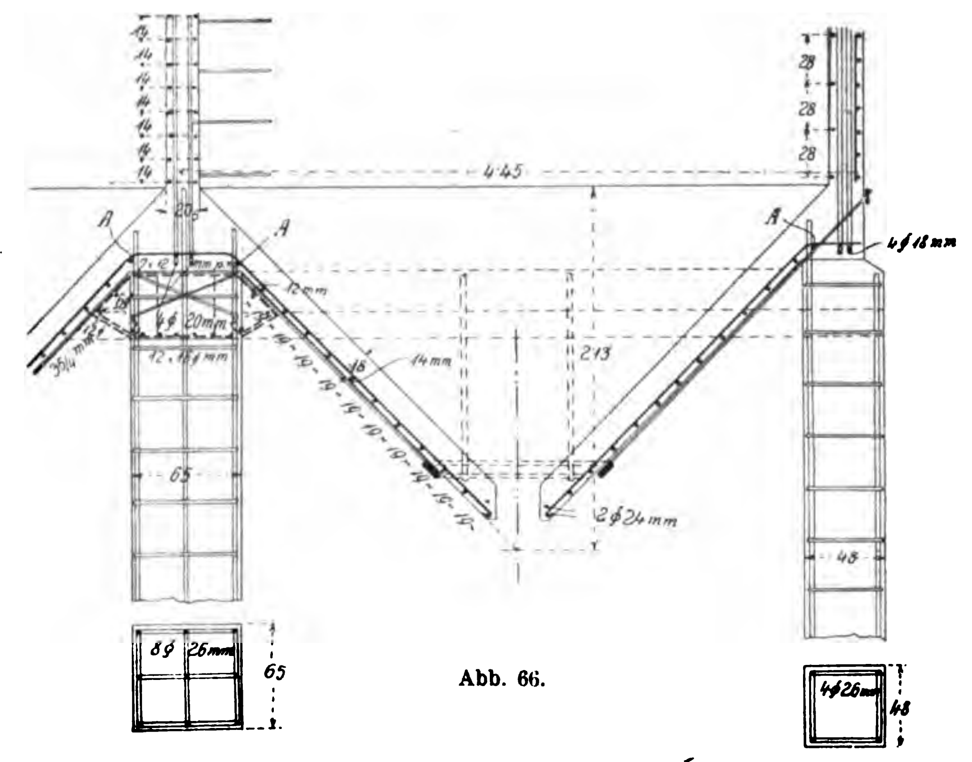


Abb. 66.



Abb. 67.

ist auch eine bei dem ersten Versuch, sie mit einer Straßenwalze zu befahren, eingestürzt. Die Aufzählung solcher Vorfälle hat hier keine weitere Berechtigung. Es genügt, darauf aufmerksam zu machen, daß es für eine gewissenhafte Bauüberwachung nötig ist, die Zahl und Lage der einbetonierten Eisen nicht nur vorher zu prüfen, sondern auch beim Bau unter Kontrolle zu halten.

Ich beschränke mich auf einige Musterbeispiele für den Satz der kleinen Ursachen und großen Wirkungen.

In den in Abb. 66 dargestellten Silos[2]) wurde vergessen, das mit $A$ be-

[1]) Siehe die ausführliche Darstellung in Engineering News vom 27. September und 25. Oktober 1906.

[2]) Andere Unfälle von Silos, die aber ganz einstürzten, finden sich beschrieben in Engineering Record vom 1. Juni 1901 und Engineering News vom 30. April 1903; ferner Deutsche Bauzeitung vom 20. März 1908: Bauunfälle an Getreidesilos von Regierungsbauführer E. Lufft.

zeichnete Eisen anzubringen. Trotz dieses mir unbekannten Fehlers ergab die von mir durchgeführte Probebelastung, als ich zum fertigen Bauwerk gerufen wurde, nichts Bedenkliches. Sprünge, die von der Streckung der Längseisen am Trichterrande herrührten, stellten sich erst nach mehrwöchentlicher Benutzung ein, worauf dann binnen kurzem der Trichter längs seines ganzen Umfanges abriß und sich um einige Zentimeter senkte, wie es die Abb. 67 zeigt. Eine vollständige Loslösung haben die schrägen Bewehrungen verhindert. Da die Bewehrung des Trichters reichlich war, so lag kein Anlaß vor, an eine absichtliche „Ersparnis" zu glauben. Es dürfte sich vielmehr hier um ein Versehen des Vorarbeiters oder um eine mangelnde Kontrolle gehandelt haben. Der Schaden, den ein solches kleines Versehen besonders dann anrichtet, wenn sich seine Folgen erst in dem fertigen Betriebe zeigen, ist jedoch unabsehbar und sollte jedermann warnen, sich solchen Folgen auszusetzen. Wir kommen auf das Bauwerk am Schlusse im Kapitel Wiederherstellungen nochmals zurück.

Ein anderes Beispiel aus dem Behälterbau zeigt Abb. 68. Diese stellt einen fast ganz über dem Erdboden gelegenen Behälter dar, zu dem ich auf Grund der Behauptung gerufen wurde, der Zement wäre schlecht und schuld an dem Unfall, eine der bequemsten und geläufigsten Ausreden. Ein Blick auf die Pläne zeigte die Entstehungsursache deutlich genug. Wenn der Behälter selbst in gewachsenem Boden stände, so würde die Bewehrung der unteren Ecke unzulänglich und eine Bruchfuge in der Richtung I—I zu erwarten sein. Findet aber dieser gebrochene Teil im Erdboden keinen Rückhalt, so ist eine natürliche Folge, daß der Druck die ganze Wand hinauswirft, wie dies nach Abb. 69 geschehen ist. Es sei bemerkt, daß der Plan bei der Ausführung eine wenn auch immer noch nicht hinreichende Verbesserung erfuhr, daß aber anderseits, wie aus dem Bilde deutlich ersichtlich ist, bei der Arbeit ein verputzter Absatz in dem Querschnitt I—I hergestellt wurde.

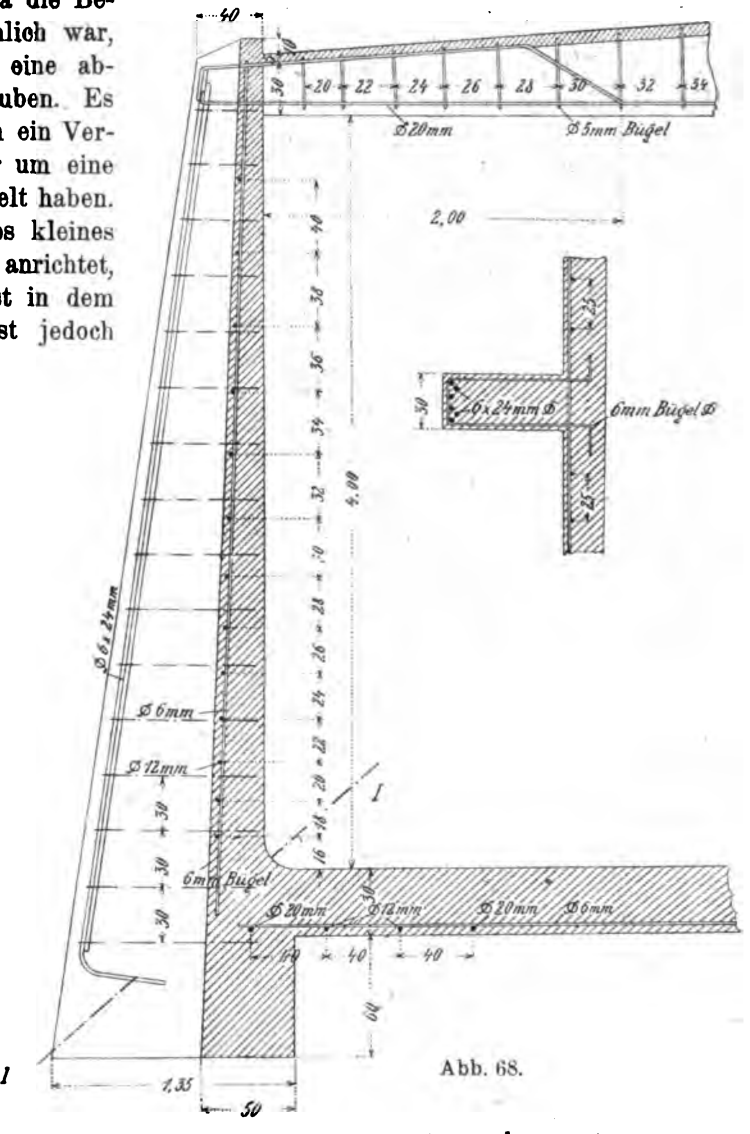


Abb. 68.

Einen weiteren kennzeichnenden Fall derselben Art enthält Beton u. Eisen 1920, S. 37 aus Galizien. Dieser ist so abschreckend unfachgemäß, daß es sich nicht lohnt, ihn hier wiederzugeben. Gegen die erstgenannten Vorkommnisse durch Belehrung ankämpfen zu wollen, ist aussichtslos. Der Leichtsinn, mit dem in allen diesen Fällen vorgegangen wurde, ist ein beispielloser. Bei jedem Bau, wo keine eingehende amtliche Kontrolle besteht, sollte der Bauherr in seinem eigensten Interesse sie durch einen von ihm angestellten erfahrenen und seiner Verantwortung bewußten Ingenieur ersetzen, der auch die Pläne auf ihre Richtigkeit vorher prüft. So gering die Kosten dieser technischen Ratschläge sind und so wenig diese Ausgaben im Vergleich mit den Gesamtkosten oder gar mit dem Verlust bei einem Bauunfall ins Gewicht fallen, so werden sie doch von einer verschwindenden Anzahl von Bauherren in Anspruch genommen. Wir sehen sogar, daß Architekten, die vom Eisenbeton wenig verstehen, dort, wo sie als Vertreter des Bauherrn wirken, es ruhig hinnehmen, wenn sie über die Qualität der Eisenbetonpläne im Dunklen bleiben, weil sie sich eine Blöße zu geben glauben, wenn sie dem Bauherrn sagen sollten, daß sie einer fachlichen Hilfe zur Beurteilung dieser wichtigen Einzelheiten bedürfen. Das Mißliche einer solchen Auffassung ist bei Eisenbetonbauten wegen der sich daraus ergebenden Folgen besonders in die Augen springend.



Abb. 69.

In diesem Zusammenhang sei nochmals der Fundierung gedacht, weil Eisenbetonbauten im allgemeinen eine sorgfältigere Gründung wie andere nicht monolithische Bauweisen erfordern. Eine verantwortliche Bauleitung soll sich auch über das Maß dieser Sorgfalt klar werden, welche eine ganz verschiedene, je nach dem Gebäudezweck, sein wird. So z. B. wird ein niedriges Fabrikgebäude ohne weiteres auf schwebende Pfähle oder eine ähnliche leichte Fundierung gestellt werden können, die je nach der aufgebrachten Nutzlast bedeutende Senkungsunterschiede ergeben, während eine in demselben Gebäude untergebrachte Kranbahn aus Eisenbeton dies nicht verträgt oder doch besondere Sorgfalt zur Vermeidung von ungleichmäßigen Setzungen fordert. Besonders wichtig ist in solchen Fällen, die vorhandene oder eine zukünftige entstehende Ungleichmäßigkeit innerhalb des Baugrundes zu erwägen. Auf diesem Gebiete nach einem Sonderfachmann zu rufen, ist wohl selten angebracht. Hier muß die zielbewußte

Erwägung des verantwortlich bauleitenden Fachmannes in den meisten Fällen einen Schaden verhüten, welcher, wie ich leider nur zu oft feststellen mußte, nur aus mangelndem Vorbedacht den ganzen Bau für seine Aufgabe unbrauchbar machen kann.

Diese Verantwortung auf den Unternehmer zu schieben, ist in allen wichtigen Fällen ein aussichtsloses Beginnen. So z. B. wird der Unternehmer ein natürliches Interesse haben, eine Fundierung als recht gefährlich hinzustellen, weil eine umfangreiche Bauführung ihm größeren Gewinn bringt, umgekehrt wird er auch bereit sein, einer unzureichenden Fundierung zuzustimmen, weil ihm dadurch kein Schaden entsteht. Die Entscheidung, was in solchen wichtigen Fällen zu tun ist und was zweckmäßig und im Interesse des Bauherrn richtig ist, das ist Sache der verantwortlichen Bauleitung.

Zum Schluß sei eines besonders bedauerlichen Vorfalles gedacht, des Einsturzes eines Flügels des Gebäudes der Kodak Co. in Rochester, N.-Y.[1]) Die Mitteilung geschieht mit einem Gefühl der Beschämung für das ganze Fach, wenn man den Leichtsinn erwägt, mit dem vorgegangen wurde und dessen Folgen allen Vorsichtsmaßregeln Hohn sprachen (vgl. auch Abb. 103). Die Eigentümer hatten

1. einen tadellosen Plan beschafft,
2. alles Material selbst gekauft und den Unternehmer auf Grund eines Prozentzuschlages zu den Gesamtkosten entschädigt,
3. die Überwachung geschah von beiden Seiten — Bauherr wie Unternehmung — ohne Rücksicht auf ihre Kosten.

Die Wirkung aller dieser Vorsichtsmaßregeln war folgende: Der östliche Flügel in der Ausdehnung von etwa 27 m am Dach bis 6 m unten und in einer Breite von 15 m ist am 21. November 1906 eingestürzt. Die Untersuchung ergab eine Reihe von schweren Fehlern bei der Betonherstellung, die sich sowohl bei der Ausführung der Säulen[2]) (Abb. 66) wie bei der des Trägers ersichtlich machten und zeigten, daß man bei der Einfüllung des Betons nicht dafür gesorgt hatte, daß der Beton die Eisen ordentlich umschließe und von einer Gleichmäßigkeit der Struktur sei, wie ein solcher Bau es erfordert (Abb. 68 u. 69). Bei der Herstellung der Säulen ergaben sich schwere Fehler, bei der einen wurde ein ganzer Holzklotz miteinbetoniert, bei der andern ganze Schichten von Hobelspänen. Es sei noch erwähnt, daß in dem stehengebliebenen Teil Träger gefunden wurden, die einen 2 m langen wagerechten Spalt hatten, in den man die Hand hineinstecken konnte. Der Beton wurde mehrfach so eingebracht gefunden, daß der Mörtel und das Steinmaterial getrennt zu liegen kamen. Anstatt der acht Eisen einer Säule fanden sich nur vier, während die anderen vier anderswo untergebracht waren, u. a. m. Schließlich, als der eigentliche Anstoß zu dem Unglücksfall, wurde anscheinend noch zu früh ausgeschalt. Bei einer Übersicht über das Ganze wäre es fast kürzer, diejenigen Regeln anzugeben, gegen die im vorliegenden Falle nicht gesündigt wurde.

Wir sehen also, daß selbst das einzige hier empfohlene Mittel der Überwachung versagt, wenn die Überwachung nicht das nötige Verantwortlichkeitsgefühl besitzt.

Der Umstand, daß ein Tragwerk nicht eingestürzt ist, ist ebensowenig ein vollgültiger Beweis seiner Güte, wie die Abführung einer Belastungsprobe mit der Nutzlast. Es trennt uns oft ein nur so kleiner Abstand von der Katastrophe, daß er durch die öftere Wiederholung einer Last verschwindet. Eine derartige Probe ist für die Beurteilung der Güte eines Bauwerks ohne größeren Wert, da wir nicht immer aus dem Auftreten oder Fehlen von Rißerscheinungen zuverlässige Schlüsse zu ziehen in

[1]) Eng. News, 3. u. 31. Januar 1907, oder Eng. Rec., 2. u. 9. Februar 1907.
[2]) Siehe Abb. 50 u. 51 in der ersten Auflage, Handbuch Bd. IV, 3. Teil.

der Lage sind. Die Ansicht, daß eine Überschreitung der zulässigen Belastung ein [illegible] zur [illegible] des Bauwerk [illegible] kann ich nicht teilen, und ich habe daher [illegible] den Grundsatz, [illegible] nur eine [illegible] Erwähnung [illegible] überall dort, wo man [illegible] daß [illegible] soll, auch eine [illegible]. Es dienen zur Bestätigung die Unfälle, welche bei der [illegible] eingetreten sind, zu den anderen [illegible] wie das [illegible] eines [illegible] in [illegible].[1]

Es soll hier ein Fall angeführt werden, über den [illegible] berichtet: Eine Deckenkonstruktion, deren Träger eine Spannweite von ungefähr [illegible] m hatten, war für eine Belastung von [illegible] kg/m² berechnet. Bei einer Probebelastung von 300 kg/m² zeigte sich eine Durchbiegung von [illegible] mm, und es bildete sich ein derartiger Riß, daß die Belastung entfernt werden mußte, um ein vollkommenes Einstürzen zu verhüten. Die Decken wurden [illegible] abgetragen und durch neue ersetzt, wobei deren Abmessungen vergrößert wurden. Der Unfall muß in erster Linie dem ungenügenden Entwurf zugeschrieben werden, und auch die Ausführung ließ viel zu wünschen übrig, bei der auch die [illegible] Leitung fehlte. So betrug die Auflagerung der Tragebalken auf das Mauerwerk nur [illegible] cm.

Es kann dies immerhin als ein Beweis gelten, daß Probebelastungen doch nicht so [illegible] sind, wie man sie häufig hingestellt findet. Es mag aber gern zugestanden werden, daß [illegible] Bruchlast, die in den angeführten Fällen zur Zerstörung des Baues geführt hat, bei einer tadellosen Ausführung einen recht harmlosen Eindruck macht.[2]) Dies sollte aber nicht den überwachenden Beamten in seinem Rechte verkümmern, daß er, wo Zweifel über die Tragfähigkeit eines Bauwerks bestehen, zu einer entsprechenden Belastungsprobe zu greifen berechtigt bleiben muß. Es gibt wohl auch Bauausführungen, bei denen die Androhung einer Probebelastung genügt, wie z. B. in Corning N.-Y., wo 1904 der 2. und 3. Stock einige Zeit nach der Ausschalung eingestürzt ist.[3] Andererseits aber wäre hervorzuheben, daß Belastungsproben überall dort zu unterlassen wären, wo zu einer Bemängelung kein Grund vorhanden ist. Man sollte solche Proben nicht bloß schablonenmäßig anstellen, wo sie dann eine bloße Zeit- und Geldverschwendung darstellen.

Der einzige bekannt gewordene größere Bauunfall dieser Art ereignete sich in Madrid am 17. April 1908 bei der Probebelastung eines im Winter 1907/08 erbauten Warenhauses.[4]) Vier Probebelastungen in den unteren Stockwerken waren bereits erledigt, als man zur Belastung des Daches schritt. Ein Augenzeuge beschreibt den Vorfall wie folgt: „Beim Aufbringen der Tramdecke senkte sich das Dach in der Mitte der Spannweite langsam und stürzte auf die Decke des zweiten Stockes, die Mauern mit sich reißend. Durch das große Gewicht brach nunmehr auch diese Decke und stürzte auf die darunterliegende. Dies wiederholte sich im ganzen viermal.“ Trotz einer Ankündigung[5]) hat man über den Vorfall nichts Näheres erfahren. Bemerkenswert ist an dem Vorfall, daß neben einer Sorglosigkeit bei der Ausführung eine Vertrauensseligkeit über den Erfolg vorgeherrscht hat, welche keine Vorkehrungen gegen einen möglichen Einsturz zuließ. Derartige Vorkehrungen müssen immer getroffen werden und sind von dem die Belastungsprobe Abnehmenden vorzuschreiben.

[1]) B. u. E. [illegible]
[2]) Siehe hierüber die Ausführungen: Graf in Beton u. Eisen 1909, Heft V, S. [illegible]
[3]) Eng. News 7. und 28. Januar 1904.
[4]) B. u. E. [illegible] S. [illegible], I. Cementztg. Mai 1908.
[5]) B. u. E. [illegible] S. [illegible]

Diese Sorgfaltspflicht bei Eisenbetonbauten wird in einer Entscheidung[1]) des Strafsenats des Reichsgerichts ganz allgemein gefordert. Es handelt sich dabei um einen Einbruch durch Überlastung in eine frisch hergestellte, anscheinend nicht genügend überwachte Decke.

Ein Fall beabsichtigter Irreführung sei hier erwähnt. Ich wurde zu einem Kino-Neubau gerufen, bei dem Balkone aus Eisenbeton in ein altes Gebäude eingebaut worden waren. Bei der Probebelastung war ein Balkon eingestürzt. Er wurde notdürftig neu hergestellt und verputzt, und alsdann wurde ich gerufen, ohne von dem Vorfall Kenntnis zu haben. Ich hatte ahnungslos einer zweiten Probebelastung zugesehen und ihre Abführung bestätigt, als ich durch Zufall den wahren Sachverhalt erfuhr.

Es seien schließlich die Worte Natorps angeführt,[2]) der sagt, daß die Sicherheit von Eisenbetonbauten „mehr als bei jeder anderen Bauweise von der peinlichst sorgfältigen Ausführung durch erfahrene Kräfte vom Handwerker bis zum leitenden Ingenieur abhängt".

## C. Mängel beim Entwurf oder in der Ausführung.

### 1. Im Unterbau (Fundamenten, Mauern und Säulen) des Tragwerks.

Die Kontinuität von Tragwerken, die monolithische Eigenart des Eisenbetonbaues machen diesen gegen Setzungen des Untergrundes äußerst empfindlich. Es ist daher schon ein Fehler, wenn man Fundamente eines Bauwerks so belastet, daß sie verschiedene Setzungen erfahren, und man muß bei Bodenarten verschiedener Zusammendrückbarkeit die Form und Art der Gründung so wählen, daß dieser Unterschied tunlichst klein bleibt. Über diese Frage findet sich bereits einiges in dem Kapitel Grundbau angeführt, was hier nicht wiederholt werden soll.[3])

Im Kapitel Grundbau[5]) wird an einem Beispiel der Unterschied dargelegt, der sich ergibt, wenn man neben einem seit längerer Zeit fertigen Bau einen genau gleichen herstellt, und es werden die Folgen gezeigt, die entstehen entweder infolge des wirklichen Unterschiedes in den Setzungsverhältnissen oder dadurch, daß der alte zusammengepreßte Boden zu gewissen Ungleichmäßigkeiten zwischen dem unmittelbar angrenzenden und weiter entfernten Teil führt. Hieran anknüpfend sei das Beispiel des Einsturzes der Behälterdecke in Annapolis, Md.[4]) (Abb. 70) angeführt. In diesem Falle handelt es sich darum, neben dem alten Behälter einen neuen von gleichen Abmessungen und etwa 1900 m² Grundfläche auszuführen. Abb. 69a zeigt die halbe Grundrißanordnung des alten und des neuen Behälters. Sein Boden befand sich etwa 1,20 m unter dem mittleren Nullwasser. Während des Neubaues trat eine Beschädigung der alten Behältermauern ein, die zu einem Bruch und zu einer vollständigen Überschwemmung des Bauplatzes führte. Das Wasser und die hineingeschwemmten Erdmassen wurden zwar entfernt, doch nimmt man an, daß

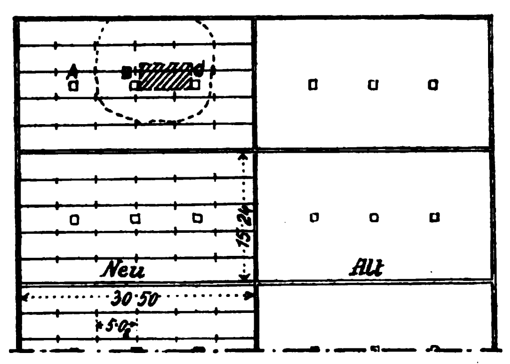


Abb. 70. Behälter in Annapolis.

[1]) B. u. E. 1914, S. 288.
[2]) Unfälle bei Eisenbetonbauten, Zentr. d. Bauv. 1912, S. 369.
[3]) Band III, 2. Aufl., S. 11, Abb. 15a.
[4]) Eng News, 14. Januar 1909.



es die auf diese Weise erzeugten Unregelmäßigkeiten waren, die zu dem späteren Unfall führten. Die Säulen haben einen Querschnitt von 24 · 28 cm und standen auf Betonblöcken von 60 cm im Geviert, die unter den 11 cm starken Behälterboden noch 30 cm herabreichten. In den ganzen Boden war ein leichtes Eisennetz eingelegt worden, das ein Zusammenwirken größerer Flächen sicherzustellen nicht imstande war. Tatsache ist, daß anläßlich einer Probebelastung, die in der Abb. 70 schraffiert eingezeichnet ist, an einer Stelle über die allgemeine Schüttung von 60 cm eine zweite Lage aufgebracht worden war und sich große Setzungen einstellten, deren größte bei dem Punkt $C$ 44 m betragen hat; der Punkt $A$ zeigte eine Setzung von 12 mm. Wie aus der Abb. 71 nicht hinreichend klar ersichtlich, sind die Säulenfundamente um diesen Betrag eingesunken und haben so den Einsturz der in Abb. 70 einpunktierten Fläche herbeigeführt. Abb. 71 ist ein in der Nähe des Punktes $A$ aufgenommenes Lichtbild. Besonders ist der Einfluß einer, wenn auch vorübergehenden Grundwassersenkung auf einen weichen wasserhaltigen Grund zu berücksichtigen, umsomehr als sie die bestehenden Unterschiede in den Bodenarten vergrößert und oft erst zur Erscheinung bringt.



Abb. 71. Ansicht von $A$ aus.

Ein weiterer häufiger Fehler bei der Ausführung von Fundamenten aus Beton und Eisenbeton besteht darin, daß man den Einfluß der Grundwasserbewegung und den Grundwasserdruck auf den noch nicht abgebundenen Beton nicht berücksichtigt, indem man die Wasserhaltung zu früh oder zeitweise — manchmal unverschuldet durch einen Schaden bei der Pumpe — einstellt. Die sich hieraus ergebenden Wasserbewegungen im Beton zerstören ihn längs der sich bildenden Wasseradern, was sich dann am fertigen Bauwerk bemerkbar macht.

Ebenso häufig wie diese Umstände, die zu Setzungsunterschieden in den Fundamenten führen, ergeben sich solche, die von der Zusammendrückung des Mauerwerks herrühren. Diese ist größer, als man gemeinhin annimmt. Sie beträgt bei Ziegeln und Zementmörteln unter der zulässigen Last etwa 1 mm f. d. lfd. m, steigert sich bei Verwendung von Weißkalkmörtel wenigstens auf das Doppelte und kann sogar bis 6 mm f. d. lfd. m Höhe betragen.[1])

Diese Folgeerscheinungen der Setzung der Fundamente und der Mauern treten dort besonders deutlich zutage, wo man aus falscher Sparsamkeit in den Platten der Eisenbetondecken keine Verteilungseisen und keine durchgehende Druckbewehrung

[1]) Z. d. öst. Ing. u. Arch. V. 1899, Nr. 48, „Die Tragfähigkeit von Ziegelmauerwerk". Mitt. aus der Praxis der Dampfkessel in Deutschland 1902, Nr. 12 bis 20, Prof. G. Lang, „Über Setzung des Mauerwerks durch Belastung".

anordnet, und ferner dann, wenn die Übergriffe über die Säulen und die sonstigen Verbindungen der Bauteile untereinander nicht ausreichend sind.

Ein bezeichnender Fall dafür, auf was man dabei gefaßt sein muß, hat sich bei einem Hochbehälter ergeben, dessen örtliche Lage es nicht hatte vermuten lassen, daß dort Wasser störend eingreifen könnte. Die Sachlage wird durch die Abb. 72 gekennzeichnet, die einen Querschnitt durch den auf einer Bergkuppe gelegenen Behälter darstellt.[1]) Es wurde eine Grube für die Fundamentplatte ausgehoben, und da die Bauzeit trocken war, zunächst nicht wahrgenommen, daß der wasserdichte Boden des Berges auf diese Weise eine Möglichkeit zur Anstauung von Regenwasser ergeben hat, für die man natürlich leicht hätte einen Abschluß schaffen können. Der Behälter wurde fertiggestellt, mit dem wasserdichten Innenverputz versehen und dem Betrieb übergeben. Nun wurde trotz einer tadelfreien und mehrfach bewährten Ausführung seine Dichtheit beanstandet, und es fiel mir auf, daß die Rißerscheinungen auf dem Behälterboden darauf schließen lassen, daß sie nicht von einem Wasserdruck herrühren, der, wie man hätte erwarten sollen, von innen nach außen geht, sondern der in einem entgegengesetzten Druck seine Erklärung haben muß. Dieser Druck entstand, indem sich in der alten Baugrube um den Behälter herum Wasser angesammelt und durch den Fundamentbeton hindurch auf die wasserdichte Schicht einen 2,5 m hohen Druck ausgeübt hat, der naturgemäß nur dann eintrat, wenn zufällig der Behälter leer stand und gleichzeitig eine Regenzeit eintrat. Eine Untersuchung des Bodens ergab, daß die Wasserbewegung in dem Fundamentbeton mit der Zeit eine ganze Menge feinen Sandes nach oben geschwemmt hatte, so zwar, daß bei Eröffnung der Betondeckschicht zwischen dem Fundamentbeton und der wasserdichten Schicht eine deutlich ausgeprägte dünne, ganz reine Sandschicht vorhanden war, die zu der Behauptung führte, der Unternehmer hätte auf dem Fundamentbeton zunächst Sand aufgebracht und dann erst den wasserdichten Verputz hergestellt! Der Unternehmer setzte sich gegen diese Zumutung nachdrücklich zur Wehr, konnte aber gegen die offenkundige Tatsache nichts ausrichten. Es gelang mir schließlich, das Amt von meiner Erklärung dadurch zu überzeugen, daß nachgewiesen wurde, daß diese Sandschicht dort verschwand, wo das angesammelte Regenwasser einen wenn auch ungenügenden Abfluß hatte. Es war dies an der tiefsten Stelle der Umfassung der Baugrube, an der die Grube für die Herstellung des Druckrohres angeschlossen war. Dort war nicht genug Druck vorhanden, um den Sand aus dem Beton heraus nach oben zu schlemmen und ihn von dem ihm anhängenden Zement so vollständig zu befreien. Das Beispiel zeigt deutlich, daß man den Wasserbewegungen im Beton, selbst späterhin, besonders aber bei frischem Beton in der Fundamentplatte seine volle Aufmerksamkeit widmen muß.

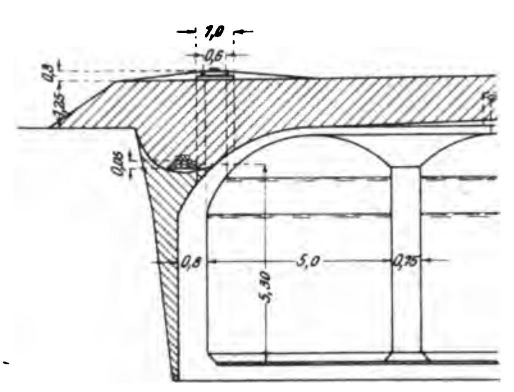


Abb. 72. Hochbehälter in einem künstlich erzeugten Grundwassersee.

Als ein Beispiel dafür, wie wichtig es ist, auch in jenen Teilen des Bauwerks Bewehrungen vorzusehen und Verbindungen anzuordnen, wo vielleicht keine oder nur

[1]) Nach der Regel der Duplizität der Erscheinungen lag mir kurz darauf derselbe Fall bei einem Maschinenkeller in einem Wohnhaus in Wien vor, das ebenfalls hochgelegen über eine wasserundurchlässige Terrainfalte zu stehen kam.

geringe Zugspannungen auftreten, diene ein Vorfall bei einem Fabrikbau in Wien. Dieses Bauwerk hatte einen rechteckigen Grundriß von 79 m Länge und 12,6 m Breite, mit einer Säulenreihe in der Mitte. Sechs Säulen waren in Abständen von 10 m angeordnet und durch eine, durch die ganze Länge reichende Trägerreihe miteinander verbunden. Dahin berufen, weil die stark gesprungenen Decken Wasser und Öl von einem Geschoß in das nächsttiefere durchtropfen ließen, stellte ich fest, daß die vorerwähnten Träger in allen Geschossen beiderseits im Abstande von 2 m von der Mitte jeder Säule (Abb. 73) einen Riß zeigten, der durch die ganze Gebäudebreite hindurchging. Der Riß erstreckte sich bis nahezu an die untere Bewehrung des Trägers und durchsetzte klaffend die Platte in ihrer ganzen Höhe, so zwar, daß das Gebäude in 13 nur lose verbundene Teile zerlegt war. Der Träger war in eine Reihe von Gerberträgern aufgelöst, deren Mittelteil, durch Bewehrungen aufgehängt, drei Querträger trug. Diese Zerstörungen waren nur möglich, weil die Platten keine Verteilungseisen hatten und die Bewehrungen des Trägers etwas zu früh in den Untergurt hinab abgebogen waren. Der Konstrukteur hatte ein anderes Einspannungsverhältnis angenommen als jenes, das sich tatsächlich eingestellt hat. Es sind dies Abweichungen von einer besseren Praxis, die nicht selten sind, die aber gegen keine Vorschrift verstoßen. Dementsprechend wurde auch mein Gutachten, welches das Gebäude als nicht zweckentsprechend gebaut bezeichnete, von einem Gegengutachter bekämpft, und das Obergutachten entschied, daß das Gebäude gebrauchsfähig sei, wenn die Risse verschmiert würden!?

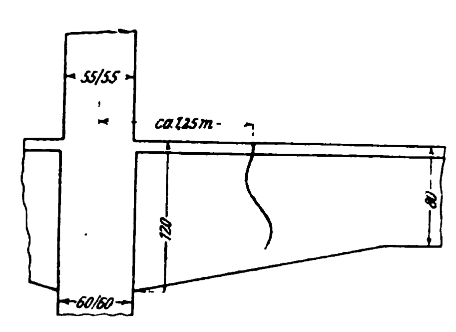


Abb. 73. Mangel an Eisen im Obergurt und an Verteilungseisen in der Decke.

Gewöhnlich wird man sich mit einem einfachen Verputzen solcher Sprünge begnügen müssen. Besser wird natürlich eine Konstruktion durch solche Vorkommnisse nicht; es ist hauptsächlich zu erwägen, ob die Sprünge die Gebrauchsfähigkeit bedrohen. Hierbei kommt die Lage des Sprunges zur Bewehrung und zum Auflager in Betracht. In bedenklichen Fällen ist ein Unterpölzen des Trägers und eine Entfernung des zerstörten Betons sowie Neueinbetonierung der Bewehrung des Auflagers in Erwägung zu ziehen. Handelt es sich um massive Außenmauern eines Gebäudes oder um Stützmauern, so ist bei der üblichen, nicht sehr sorgfältigen Mauerungsart eine Verdrehung des ganzen Mauerwerkskörpers eine häufige Erscheinung. Als Folge hiervon tritt ein Abheben der Eisenbetonträger ein.

Einen Fall dieser Art zeigt die Abb. 61 a u. b der ersten Auflage dieses Abschnitts. Die Außenmauern waren in Weißkalkmörtel hergestellt, und die über die Mittelstütze durchlaufend hergestellte Decke war längs der Mitte zersprungen. Die Untersuchung ergab, daß man auf die Kontinuität nicht gerechnet hatte, daß aber auch sonst die Decke der gewährleisteten Nutzlast nicht genügte. Da über die Querschnittsgröße der Bewehrungen Zweifel bestanden und auch über das Rechnungsverfahren und die Tragfähigkeit eine unentwirrbar scheinende Reihe von Widersprüchen auftauchte — wir schrieben damals 1902 — so habe ich bei der übrigens tadelfreien Konstruktion eine Belastungsprobe angeordnet und den Gang der Durchbiegungen daraufhin geprüft, bis deutlich unter gleichzeitigem Auftreten von Sprüngen das Anwachsen der Durchbiegungen nach Stadium II nachgewiesen werden konnte. Die so erzielte Gesamtlast habe ich gleich $2\,(g+p)$ gesetzt und es der Unternehmung freigestellt, auf eigene

Gefahr die Belastung fortzusetzen. Damit war die Sache erledigt, und die ursprünglich angegebene Nutzlast wurde auf etwa $^2/_3$ vermindert.

Um neben einen glimpflichen Verlauf auch ein Beispiel mit bösartigem Ausgang zu stellen, wie es bei starken Senkungen der Fundamente eintritt, sei Abb. 74 aus der Unfallstatistik d. D. A. f. E. B.[1]) entnommen, wobei der von Dr. Petry[2]) gegebene Auszug benutzt werden soll.

Unter einer 3 bis 4 m starken Torfschicht fand sich guter Baugrund erst in 5 bis 6 m Tiefe vor. Man beschloß, an den Kreuzungsstellen der Mauern des zweistöckigen Wohnhauses Eisenbetonpfeiler von 40 × 40 cm Stärke zu stellen, die die Last durch 1,40 × 1,40 m große Platten auf den festen Baugrund übertragen sollten. Die ganze Höhe der Pfeiler war 4,90 m; sie ragten etwa 2 m über den Kellerfußboden hervor und trugen die Eisenbetondecke des Kellergeschosses. Beim Ausrüsten der Eisenbetondecke im Kellergeschoß stürzte ein Gebäudeteil in sich zusammen. Die Untersuchung ergab, daß ein Pfeiler völlig in den Boden versunken und ein anderer Pfeiler der ganzen Länge nach aufgespalten war. Beide wurden daher bis zur Grundplatte freigelegt. Der erstgenannte Pfeiler war nicht, wie in der statischen

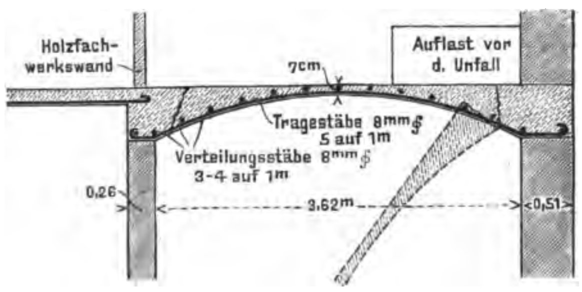
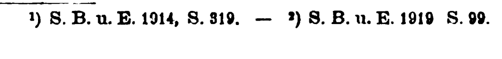



Abb. 74.

Berechnung angenommen, 40 cm, sondern nur 30 cm stark ausgeführt; er war völlig zusammengeknickt. Die Grundplatten der freigelegten Pfeiler standen nicht auf dem guten Baugrund, bei dem einen fand sich dieser erst 1 m tiefer, bei dem anderen war er selbst in 1,40 m Tiefe noch nicht zu fühlen. Der Beton war in der Mischung 1 : 4 hergestellt. Der Beton der Grundplatten war schlecht gemischt und mürbe, am unteren Teil einer Säule war er ganz minderwertig. Offenbar hatte das Torfwasser im umgebenden Boden das Abbinden beeinträchtigt. An einer Säule b fanden sich beträchtliche Fehlstellen, die sich voll Torferde gesetzt hatten. Der Geschäftsführer des Unternehmers und sein Techniker, der mit der Bauaufsicht einen Polier beauftragt hatte, der noch nie bei Eisenbetonbauten tätig gewesen war, haben wider allgemein anerkannte Regeln der Baukunst gehandelt.

Ein weiterer Fall betrifft ein sehr massives Gebäude, dessen Umfassungsmauern ebenfalls in Weißkalkmörtel gemauert waren, wo außerdem die zwei mittleren Säulen eine stärkere Bodenbelastung hatten und der Unternehmer sich auf die Eisen der Deckenkonstruktion als Verankerung verlassen und keine besonderen Schließen angebracht hatte. Die Folge dieser und anderer Umstände, die hier zu beschreiben zu weit führen würde, war, daß die Mauern, die, aus freier Hand aufgeführt, wahrscheinlich von Anfang an nicht ganz lotrecht waren, das Bestreben zeigten, sich nach außen zu drehen. Abb. 75 zeigt die Aufnahme bei der ersten genauen Untersuchung, wobei die eingeschriebenen Zahlen die dort angezeigte Größe $a$ in Millimeter angeben. Da auch Bedenken bezüglich der Güte der Ausführung der Decken bestanden, so wurden die Decken zunächst an zwei Stellen einer Belastungsprobe unterzogen, und nachdem letztere zufriedenstellend ausgefallen war, wurde die nachträgliche Einziehung von Schließen angeordnet. Die Wirkung dieser Maßregel war anscheinend vollständig zufriedenstellend, indem sich die früher eingetretenen unbedeutenden Sprünge nicht weiter vergrößerten. Lehrreich war die Erscheinung bei der Belastungsprobe, wo sich das Ab-



[1]) S. B. u. E. 1914, S. 319. — [2]) S. B. u. E. 1919 S. 99.





heben der Trägerenden vom Auflager durch einen klaffenden Sprung längs der ganzen Front bemerkbar machte. Die hierzu gehörige Abb. 75 ist einem Bericht in Beton u. Eisen 1902 entnommen. Zur sicheren Behebung dieser Übelstände wurden in diesem Falle in der aus Abb. 76 ersichtlichen Weise Zwischenpfeiler eingebaut.

Auch Rutgers berichtet über zwei Fälle

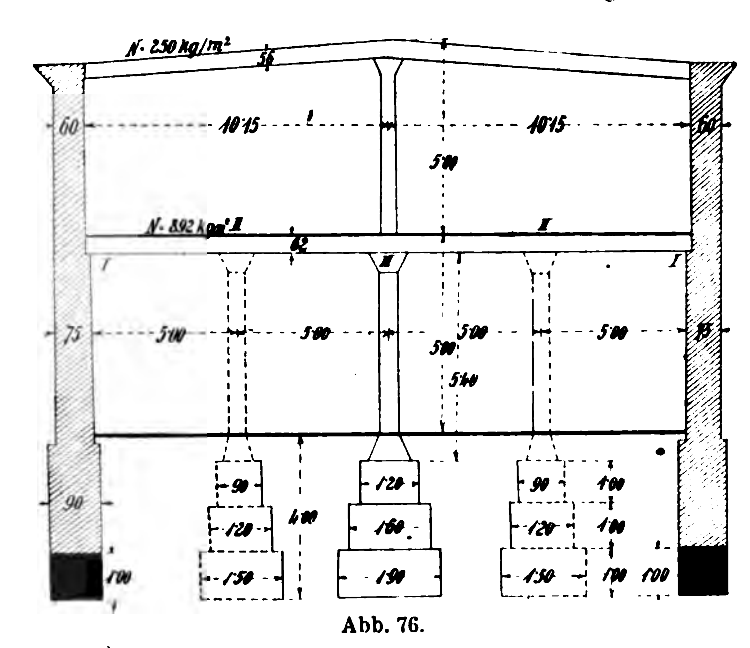


Abb. 76.

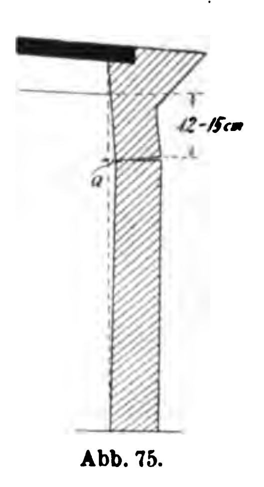


Abb. 75.

ungleicher Setzung von Säulen und Mauern und zeigt die Folgen in Abb. 9 u. 10, S. 230, Beton u. Eisen 1908. Ein weiterer Fall, wo die Vorkehrungen für die Kontinuität unzureichend waren, zeigt die Abb. 77. Unter Hinweis auf das dort Gesagte sei bemerkt, daß die Säulen den Grad der Einspannung soweit sichergestellt haben, daß der Sprung entsprechend einem negativen Moment an der Stütze aufgetreten ist.

Der bekannteste von Säulen, hervorgerufene Unfall, der seinerzeit die Bauwelt derart in Schrecken versetzte, daß die ganze Fortentwicklung des Eisenbetons auf dem Spiele stand, war der Einsturz des Hotels „Zum goldenen Bären" in Basel 1903.[1]) Abb. 77 zeigt die wichtigsten Grundrisse und einen Schnitt durch das Ge-

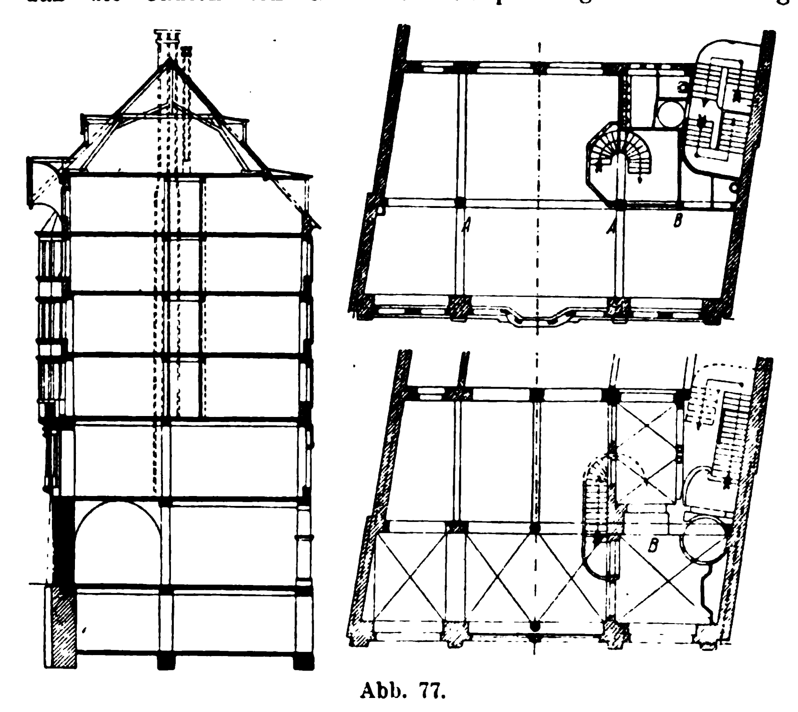


Abb. 77.

[1]) Schw. Bztg. 31. August 1901, 10. Mai 1902. B. u. E. 1902.

bäude. Der wunde Punkt des Ganzen lag in dem Grundriß in dem mit *B* bezeichneten Pfeiler. Der Lageplan ist in Abb. 78 nochmals wiederholt. Bei *B* sollten zwei Träger zusammenstoßen, gestützt auf einen Mauerwerkpfeiler. Wegen der späteren Ausführung der Wendeltreppe war auch die Aufmauerung des Pfeilers *B* unterblieben und der Träger an jener Stelle in der in der Abbildung gezeigten einstweiligen Form unterstützt worden. Am Tage des Einsturzes sollte die Unterfangung vorgenommen werden; dazu wurden der größeren Einfachheit wegen die im Wege stehenden Sprießen in der Mitte bis auf zwei entfernt (Abb. 79). Zwei Stunden, nachdem dies

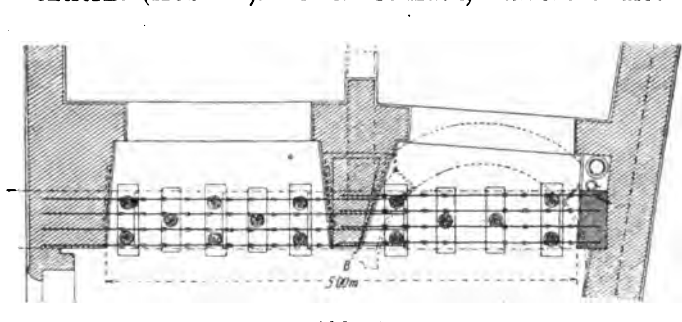



Abb. 78.

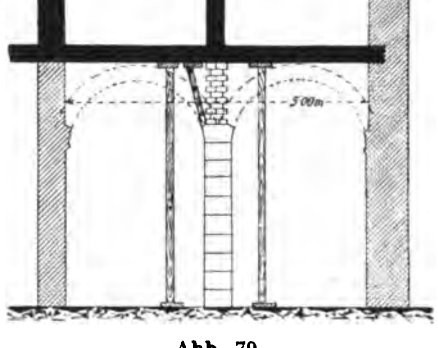



Abb. 79.

geschehen war, stürzte der Pfeiler ein. An der fraglichen Stelle, wo sich, wie aus Zeugenaussagen hervorgeht, schon Sprünge gezeigt hatten, steht die Säule *B* im ersten Stock, und an dieser Stelle war der Querschnitt der beiden Träger ein dieser Last selbstredend nicht entsprechender. Unter diesen Umständen darf man sich über einen Einsturz nicht weiter wundern. Ein Fehler in der Stützenkonstruktion, sei es dieser Art, sei es durch zu frühe Ausrüstung, gibt Anlaß zu den traurigsten Folgen, und fast alle größeren, auf mehrere Geschosse sich erstreckenden Unglücksfälle sind auf derartige Ursachen zurückzuführen.

Hier sei noch die Abb. 80 angeführt, die zwei recht fehlerhaft betonierte Säulen aus einem Eislagerhaus in Nordamerika darstellt.[1])



Abb. 80.

Als ein Beispiel von zu schwachen Säulen sei auf die früher erwähnten Unfälle beim Henke-Gebäude in Cleveland (s. S. 94)[2]) und dem Lyman-Stark-Gebäude (Abb. 49) verwiesen; bei letzterem soll die Ausschalung einer Säule den Anstoß zum Einsturz gegeben haben. Es sei ferner der Einsturz

[1]) Transact. of Civ. Eng., März 1908, S. 302. Abb. 3 u. Tafel XLI.
[2]) Eng. News 1911, S. 117.

eines Fabrikgebäudes in Ätna, Pa. herangezogen.[1]) Die Untersuchung wurde von der Baupolizei in Pittsburg geführt. Bei dem Vorfall mit seinen vielen Fehlern ergibt sich die immer wiederkehrende Frage, was der eigentliche Hauptgrund des Einsturzes gewesen ist? Diese Frage läßt sich nur selten mit voller Bestimmtheit dahin beantworten, daß nur eine allein maßgebende Ursache vorliegt, so z. B. bei einem Bauunfall, wo der Einsturz von einer Säule ausgeht, weil diese zu schwach war. Ein solcher Vorfall wird je nach der Eigenart des ganzen Gebäudes entweder eine höchst nebensächliche Ausdehnung besitzen, besonders wenn man die Brucherscheinungen rechtzeitig wahrnimmt, oder aber zu einem Einsturz des ganzen Bauwerks führen, sofern nicht nur die einzelne Säule, sondern **das ganze Gebäude fehlerhaft ist.** Es sind demnach die Begleitumstände fast noch wichtiger als der eigentliche Anlaß. Bei dem Vorfall in Ätna ist das schauerliche Trümmerfeld, das die Abb. 81 uns vorführt, eigentlich dadurch entstanden, daß die Unternehmung eine scheinbar geringfügige Änderung an den ursprünglichen Plänen vorgenommen hat. Nach diesen bestand das Gebäude aus zwei Teilen, einem dreigeschossigen Bureaugebäude mit einem daran anschließenden zweigeschossigen Fabrikgebäude, das einen großen freien Mitteltrakt besessen hat. Die Säulenreihe 95 und 99 sollte die Grenze für die beiden Gebäude bilden. Durch die in Abb. 82 eingezeichnete Änderung wurde eine Verschiebung dieser Unterteilung um eine Säulenreihe vorgenommen. Es ergab sich die Notwendigkeit, die Säule 97, die auf einem einzigen Pfahl fundiert war, noch mit einer Grundplatte zu versehen, die als Ergänzung dienen sollte. Dadurch entstand eine Mehrbelastung der Säule 97 mit im ganzen 140 t, der die Säule wenigstens mit diesem geflickten Fundament nicht gewachsen war. Sie hat

Abb. 81. Einsturz des Spang-Chalfaut-Gebäudes in Ätna.

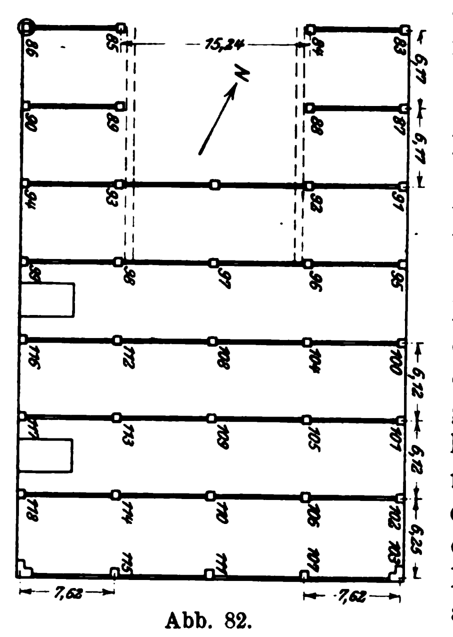


Abb. 82.

---

[1]) Eng. News 1912, S. 498.

sich bedeutend gesenkt und dadurch einen Anstoß zu dem Zusammensturz gegeben. Wie schwach die Säulen waren, beweist der Umstand, daß einige der Säulen von der Wucht des Einsturzes, obwohl sie weit davon entfernt waren, Verkrümmungen zeigten. Doch zeigt dies, daß selbst solche Fehler wenig schaden können, wenn nicht gleichzeitig alle übrigen Bauteile schwach sind und eine Sorglosigkeit eine Katastrophe ermöglicht. Wenn wir die Sachlage überschauen, so ergibt sich in Ätna folgendes: Der Hauptfehler des ganzen Gebäudes bestand in seiner Herstellung zu der Zeit im November bis Ende Dezember ohne geeignete Vorsichtsmaßregeln gegen den Einfluß der Kälte. Diese allgemeine Schwäche des Baues wurde ergänzt durch eine unzulängliche Verbindung der Teile, insbesondere der Säulen mit Trägern nach dem in Abb. 65 u. 86 gegebenen Vorbild. Das Bauwerk war also ein in allen Teilen und Zusammenhängen schwächliches Kartenhaus, das nur des Anstoßes bedurft hat, um in sich zusammenzustürzen. Bezeichnend hierfür ist, daß das am 22. Dezember vollendete Bauwerk soweit ganz ausgeschalt war und nur mehr wenige Sprießen in dem obersten Stockwerk standen. Am 16. Februar trat Tauwetter ein, und am 19. Februar erfolgte die Setzung der Säule und der Einsturz. Wir sehen demnach, daß der als Hauptfehler bezeichnete Mangel einer zu schwachen Säule eigentlich doch nur die Rolle eines Ausgangspunktes spielt.

Ein anderes Beispiel mit gutem Ausgang darf leider nicht namentlich angeführt werden, weil sein Bekanntwerden den Gebrauchswert des Gebäudes in Frage stellen würde, welches nach seinem Umbau in voller Benutzung steht. Es liegt in der „Inneren Stadt" Wien. Der Unfall hat sich an einem reinen Betonpfeiler ereignet, während der Bau sonst in Eisenbeton ausgeführt ist. Die Fundamentmauern und die schwach belasteten Säulen wurden aus Beton von etwas zweifelhafter Güte hergestellt. Ein Pfeiler von 45/45 cm im Zwischengeschoß wurde 90 cm über dem Fußboden abgeschert, so daß der Pfeilerkopf sich glatt von zwei ihm auflagernden Unterzügen von 1,6 m und 4,5 m Spannweite abgelöst hat. Diese Unterzüge haben den sich oben fortsetzenden Pfeiler getragen, ohne einzustürzen. Der Unfall trat vor den Augen des aus seiner Schreibstube tretenden Unternehmers ein, der in dem nahezu fertigen fünfgeschossigen Gebäude sich — im vollen Vertrauen auf sein Werk — im Zwischengeschoß einquartiert hatte. Er ließ sofort die Unterzüge unterfangen und einen neuen Klinkerpfeiler an Stelle des eingebrochenen Betonpfeilers aufführen. Eine Untersuchung der anderen Betonpfeiler im Hause ergab, daß der Beton, der äußerlich scheinbar tadelfrei war, im Kern noch ganz mürbe und nicht abgebunden war. Zwei andere ähnliche Pfeiler mußten ausgewechselt werden. Die Planung ergibt oft so große Abmessungen von Pfeilern, daß es dem Unternehmer vorteilhaft erscheint, sie in Beton auszuführen, weil er mit den für Beton zulässigen geringen Beanspruchungen auskommt und sich Bewehrung und Zement ersparen kann. So wenig empfehlenswert dies ist, so läßt sich dagegen wenig einwenden, sofern die Güte des Betons eine entsprechende ist, was häufig genug nicht der Fall ist. Diese Betonpfeiler bleiben wie jedes in einem Eisenbetonbau eingefügte Mauerwerk ohne Zusammenhang mit dem übrigen Teil des Gebäudes, was sich nur bei einem Unfall bemerkbar machen kann. Es ist da jedenfalls eine Lücke in unseren Bauvorschriften, die leicht zu beseitigen wäre. In unserem Fall hat ein rechtzeitiges Eingreifen eine weitere Ausdehnung des Unfalls verhütet. Entscheidend war der Umstand, daß man aus Bequemlichkeit die Bewehrung der beiden Unterzüge aus einem durchgehenden Stück hergestellt hatte. Siehe über einen ähnlichen Vorfall in Stuttgart[1]) und den Einsturz einer aus Schwemmsteinpfeilern bestehenden Giebelwand[2])

[1]) B. u. E. 1909, S. 322.
[2]) B. u. E. 1913, S. 328, 1919 S. 74, Fall 1.

(Abb. 83 u. 84). Hierbei waren drei Fenster durch Mauerwerkpfeiler voneinander getrennt. Die Pfeiler waren aus Schwemmsteinen hergestellt, nur in den vier oberen Schichten waren Ziegelsteine verwendet. Über den Fenstern lagen nebeneinander drei Eisenbetonbalken (Sondersystem), die wahrscheinlich als durchgehende Träger alle drei Öffnungen überdeckten. Der Fußboden des zweiten Geschosses wurde aus nebeneinanderliegenden Balken desselben Systems gebildet, die einer großen Durchbiegung ausgesetzt waren. Als man das Dach aufgebracht hatte, zeigten sich in den Fensterpfeilern Risse. Der Architekt beauftragte einen Maurer, einen Pfeiler auszubessern und, falls ein großer Ausbruch von Steinen nötig würde, die über den Fenstern liegenden Balken abzustützen. Dies unterließ der Maurer. Er nahm die lockeren Schichten heraus, wobei offenbar mehr Steine herausfielen, als er vermutet hatte, und wollte eben die

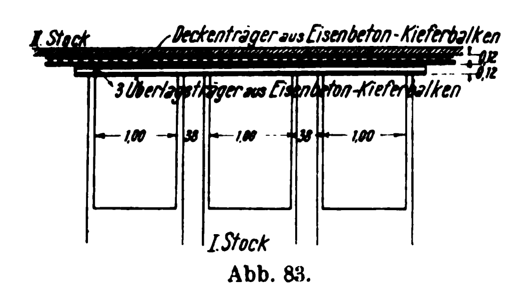


Abb. 83.

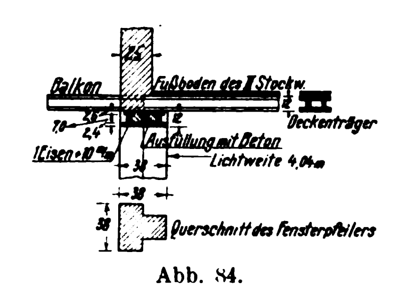


Abb. 84.

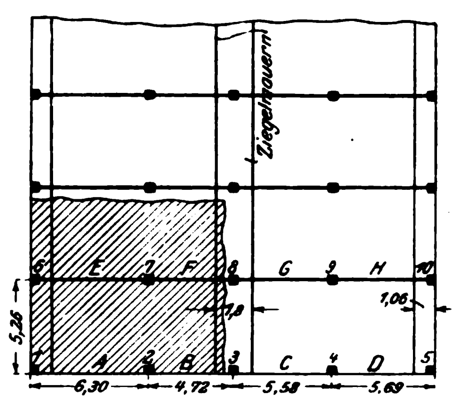
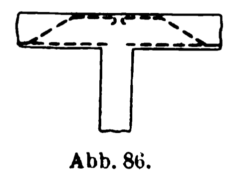


Abb. 85. Einsturz wegen mangelhafter Umschnürung.


Abb. 87.


Abb. 86.

letzte Fuge verschmieren, als der Pfeiler zusammenbrach und mit ihm die ganze Vorderfront des Hauses über dem Erdgeschoß einstürzte.

In einem weiteren Beispiel hat ein fehlerhafter Pfeiler zum Einsturz einer Vorderwand Anlaß gegeben. Die Baupolizei ermittelte, daß bei der Ausführung wesentliche Abweichungen von dem von ihr genehmigten Plan vorgekommen waren, und daß der Beton im Unterzug minderwertig und in der Stütze porig und locker war. Proben wiesen im Unterzug die Mischung 1 : 4,9 und eine Druckfestigkeit 73 kg/cm² auf, in der Stütze 1 : 9,4 und 46 kg/cm². Der Beton war in sehr heißer Jahreszeit eingebracht, auch waren kurz nach dem Betonieren einige Holzsteifen unter dem Unterzug fortgestoßen worden. Der Unternehmer hatte jedoch den Entwurf eigenmächtig geändert und eine neue Berechnung aufgestellt. Der Unterzug hatte nach der ersten Berechnung eine Last von 51 t zu tragen, in der zweiten Berechnung waren nur 34 t ermittelt. Die Stütze war ursprünglich in Eisen vorgesehen; ausgeführt wurde sie als 22 × 30 cm starke Eisenbetonsäule. Nach einer genauen Berechnung erhielt sie einen Druck von 69 t, während die fehlerhafte Berechnung nur 31 t angenommen hatte. Tatsächlich hatte die Stütze eine Beanspruchung des Betons auf Druck von 70 kg/cm² auszuhalten.



Abb. 88. Einsturz in Vancouver.



Abb. 89. Einsturz in Langenberg.

Bei starken Setzungen oder Überlastungen wird der Beton gewöhnlich, ehe er einstürzt, deutliche Brucherscheinungen zeigen, die bei einer schärferen Überwachung auffallen müssen. Eine solche mit diesen Erscheinungen vertraute Beaufsichtigung eines neu ausgeschalten Gebäudes sollte von der Bauvorschrift ausdrücklich gefordert

werden. Bei Eisenbetonpfeilern setzt man voraus, daß die Bügel in einer planmäßig richtigen Entfernung angebracht worden sind, was sehr häufig nicht geschieht. Ein Eisenbetonpfeiler mit unregelmäßigen Abständen der Bügel oder Umschnürungen kann unter Umständen die Eigenschaften des Eisenbetons bezw. umschnürten Betons einbüßen, und zwar genügt hierzu eine einzige Stelle, von der durch ein Zusammentreffen mit anderen Fehlern der Unfall ausgehen könnte. Gelegenheit zur Feststellung von groben Unregelmäßigkeiten bei den Bügeln oder Umschnürungen gibt jeder nicht unter scharfer Kontrolle ausgeführte Bau, weil die Herstellung, insbesondere die Betonierung einer Säule immer nur einem Arbeiter überlassen ist, und es dann nur von seiner Verläßlichkeit abhängt, ob er sich die Unbequemlichkeit machen will, beim Einfüllen und Einstampfen des Betons darauf zu achten, daß die Bügel nicht verschoben werden. Der Mann ist natürlich davon überzeugt, daß niemand mehr die von ihm begangenen Fehler zu Gesicht bekommen kann und wird. Als Beispiel eines Einsturzes, der auf schlecht ausgeführte Umschnürung zurückgeführt wird, sei auf den Einsturz in Vancouver B. C. verwiesen[1]) (Abb. 85). Abb. 86 zeigt, daß auch sonst mit Eisen gespart wurde.



Abb. 90.

Abb. 87 zeigt das Bild des Säulenkopfes Nr. 6, während Abb. 88 das Bruchbild des anderen Teiles des Hauses darstellt. Das Haus bestand aus zwei Aufbauten, die durch einen 1,80 m breiten Gang zwischen den beiden Ziegelmauern getrennt war. Abb. 86 gibt uns eine Erklärung über den ungenügenden Zusammenhang zwischen Säule und Träger. Außerdem ersehen wir aus Abb. 87, daß weder von einem Bügel noch von einer Umschnürung etwas zu finden ist, obwohl die Pläne angegeben hatten, daß die Säulen umschnürt worden seien. Der gerichtliche Befund beschuldigt demnach auch den Unternehmer. Solche Fehler beweisen, wie wenig Wert es hat, in der Rechnung Annahmen zu treffen, sofern sie nicht durch die Ausführung eine entsprechende Bekräftigung erfahren. Dies gilt für alle außerordentlichen Maßregeln des Säulenbaues, die sich der Kontrolle leicht entziehen. Außer den Umschnürungen und in noch viel höherem Maß die Verwendung von hochwertigem Zement, insofern eine außerordentliche Betonfestigkeit ungleich schwieriger nachgeprüft werden kann und von Einflüssen abhängig ist, die sich jeder Kontrolle entziehen.

[1]) Eng. News 1913, Vol. 70, S. 290.

Vorkommnisse wie in Abb. 80, wo die ausgeschalten Säulen Höhlen und Schotterreste zeigen, sind verhältnismäßig häufig. Nachträglich gut ausgebessert, sind sie selbst da, wo die Eisen bloßliegen, ohne Belang. Es ist sogar aus Versehen vorgekommen, daß in einer Säule eine Mische nur aus Schotter ohne Zement eingebracht worden ist, was erst nach dem Ausschalen wahrgenommen wurde. Der Betonbau ist eben eine Fabrik an Ort und Stelle, und jeder einen Bau überwachende Ingenieur sowie jeder Unternehmer sollte alle die hier zusammengefaßten Möglichkeiten für einen Einsturz, die dem Bau drohen, sorgfältig erwägen, damit er auf der Hut sein, anschaffen und rechtzeitig eingreifen kann, wenn ihm trotz aller Achtsamkeit ein Fehler eines Untergebenen entgangen sein sollte.

Für die Säulen haben alle Baugesetze wegen der Tragweite eines Unfalls eine erhöhte Sicherheit bei zentrischer Belastung vorgeschrieben. Daraufhin wird nun viel gesündigt, und zwar dort ohne Gefahr, wo man zu beurteilen versteht, wie weit man gehen darf. Für den Unternehmer, der meistens nicht die Möglichkeit besitzt, solche Abweichungen selbst zu überwachen, sind sie eine Quelle beständiger Gefahr, und es sei deshalb ausdrücklich davor gewarnt.

Um schließlich zu zeigen, was alles möglich ist, diene die Abb. 89 von einem Hauseinsturz in Langenberg, bei dem eine ganze obere Säulenreihe nicht genau oberhalb der sich darunter befindlichen aufgestellt wurde, weil die Bewehrungseisen der unteren Säule nicht sichtbar waren und so der Polier beim Bau des obersten Geschosses nicht genau wußte, wo er die Schalung aufstellen sollte. Die Säulenreihe erhielt von der ganzen Dachlast eine exzentrische, nicht vorgesehene Belastung, die in Verbindung mit anderen Umständen den Umsturz herbeiführte. Über einen ähnlichen Fall[1]) berichtet Böhm-Gera, bei dem der Bauunternehmer eine 25 cm starke belastete Wand anstatt auf die untere Wand daneben auf die Decke aufgesetzt hat.

Wir zeigen von dem Einsturz in Langenberg noch ein zweites Bild (Abb. 90) um an der Hand desselben darzulegen, wie der geringe Zusammenhang der einzelnen Teile des Bauwerks den Umfang der Einsturzes beeinflußt. Die Eisenbetondecke und Träger zeigen eine so geringe Einbindung in den Umfangsmauern, daß alle Decken herausgerissen werden konnten, ohne daß die Mauern ernstlich beschädigt wurden. Siehe auch die Unfälle in Kansas City (S. 95) und bei Lille.

Einen Fall, bei dem in einen Eisenbetonbau eine zu schwache eiserne Säule eingebracht wurde, die durch ihr Ausknicken den Einsturz verursacht hat, stellt Abb. 91 dar, die den Grundriß und Schnitt durch ein Theatergebäude in New York zeigen. Wir sehen, daß in diesem Fall die Decke von zwei Trägern getragen wird. Der eine ruht mit einer Spannweite von 26 m auf den Außenmauern, während der andere mit 21 m Spannweite von zwei Eisensäulen unterstützt ist. Er war 2,4 m hoch am Auflager und 2,78 m in der Mitte. Die beiden Säulen hatten einen I-Querschnitt und sollten in der Bühne eine gleich gute Versteifung besitzen. Die Versteifung war ungenügend, so zwar, daß die Schlankheit der Säule von $\frac{l}{i} = 165$ auf 256

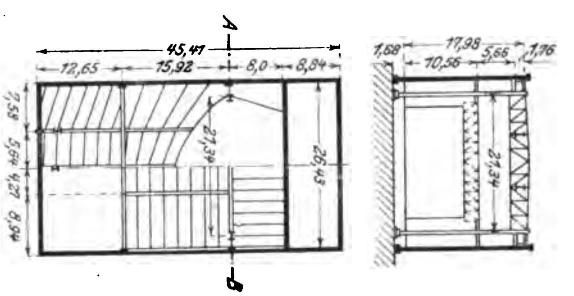


Abb. 91. Theater in New York.

[1]) Ton.-Ztg. 1912, S. 1562.



Abb. 92.

anwuchs Als bemerkenswert sei hervorgehoben, daß dieselbe Theatergesellschaft Pläne desselben Theaters mehrfach bereits ausgeführt hatte, ohne daß sich bisher ein Unfall zugetragen hatte.

Mit Rücksicht auf die monolithische Eigenart des Gebäudes ist zu berücksichtigen, daß alle Mauern und Säulen dieselbe Größe der Setzung zeigen müssen und Setzungsunterschiede berücksichtigt werden sollen. Bei der Einfügung von Fremdkörpern, wie z. B. bei Verkleidungen von Eisenbetonsäulen, muß dies durch Dehnungsfugen Berücksichtigung finden. Ein Vorkommnis auf diesem Gebiet zeigt die Abb. 92 bei dem Koruna-Gebäude in Prag.[1]) Bei diesem wurde die Front bis zum ersten Hauptgeschoß, das sind die drei untersten Geschosse, mit einer Labradorverkleidung versehen. Hiervon sind zwei Platten abgestürzt und haben Vorübergehende verletzt. Als Ursache des Vorfalls wurden ungenügend große Fugen zur Aufnahme der verschiedenen Setzungen von Eisenbeton und der Verkleidungsplatten bezeichnet. Einen ähnlichen Fall beschreibt Prof. Dr. Kleinlogel in B. u. E. 1913, S. 149, Abb. 93a u. b,

[1]) B. u. E. 1918, S. 149.



Abb. 93a.

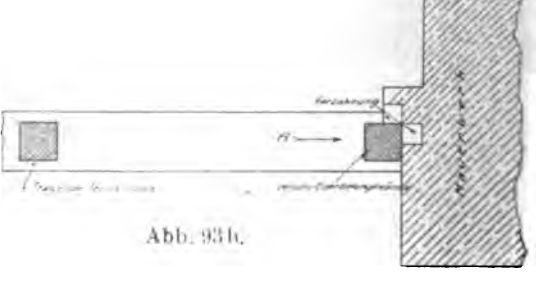
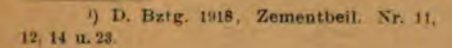


Abb. 93b.

bei dem die Fenstergewände aus Eisenbeton durch die Setzungen des sie umgebenden Ziegelmauerwerks zerstört wurden.

Hier wären noch Eisenbetondecken auf eisernen Dachbindern einzureihen, wo auf das Zusammenwirken von Tragwerk und Unterlage, die selbst auch tragend ist, keine entsprechende Rücksicht genommen wurde. Wir finden hierüber einen Meinungsaustausch zwischen Professor Dr. Kleinlogel und Ingenieur P. Müller.[1]) Es handelte sich um ein abgewalmtes Satteldach von 40° Neigung und 26,5 m Firsthöhe. Die Hauptträger hatten 7,5 m Spannweite und 1,75 m Abstand. Die Zwischenflächen 75/1,75 waren mit Bimsbetonplatten von 6 cm geschlossen. Wir sehen also eine Platte von einer 27fachen Dicke als Spannweite, ohne eine gründliche Endbefestigung



[1]) D. Bztg. 1918, Zementbeil. Nr. 11, 12, 14 u. 23.



Abb. 94a.



Abb. 94b.

und Einspannung und ohne eine Bewegungsfuge. Die notwendige Folge dieser Mängel sind ausgiebige Rißerscheinungen. Die Abb. 94a u. b zeigen einen derartigen Fall, wo das Eisengerüst nicht immer stark genug war, das Betonieren der Platte auszuhalten. Zum Glück hielt die untere Betondecke (Abb. 94c) den Stoß aus. Die Sache ist hier hauptsächlich deshalb angeführt, weil solche Vorkommnisse in der Presse selbstredend als Betonunfälle Aufnahme finden.

Vorkommnisse wie die im Hochbau beschriebenen ergeben sich bei durchlaufenden Balkenbrücken, sofern für eine einwandfreie Gründung nicht Vorsorge getroffen wurde. Als ein Beispiel sei auf den Vorfall mit Brücken in Grabow[1]) und auf ein Vorkommnis in Salurn im Jahre 1910 hingewiesen. Bei der letztgenannten Etschbrücke hat sich der Mittelpfeiler um 61 cm gesenkt.

Von noch größerer Bedeutung als bei Balken ist die Güte des Fundaments bei Gewölben, und man könnte sagen, daß fast alle Unfälle im Gewölbebau auf unrichtig konstruierte Widerlager zurückzuführen sind. Bei der Scheu der meisten Unternehmer,

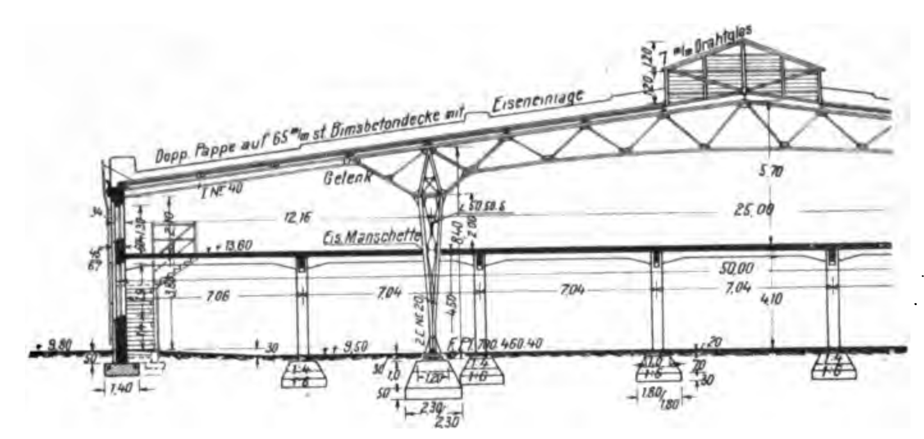



Abb. 94c.

sich zu einem Bauunfall zu bekennen, und bei ihrem Bestreben, die Veröffentlichung mit allen Mitteln zu verhindern, bin ich bei der Vorführung von Beispielen hier wie auch sonst vielfach auf eigene Erfahrung als Unternehmer oder als Gutachter angewiesen. Ich bitte damit die Häufigkeit dieser Anführungen als unvermeidlich zu entschuldigen. Als ich in New York im Jahre 1894 den Bau der ersten Eisenbetonbrücken in Angriff nahm, war ich gezwungen, sie als Unternehmer auszuführen, da sich damals für diese Arbeiten keine geeignete Firma in Nordamerika fand. Die Vereinigten Staaten hatten damals noch keine nennenswerte Portlandzementindustrie und konnten nur auf einige Kanäle und Durchlässe aus Beton hinweisen. Der Bau eines Bogens von 30 m Spannweite, eines Gehsteges über den Housonatic-Fluß bei Stockbridge, ist trotz seiner Kleinheit insofern von Interesse, als er mit der Edenparkbrücke die ersten Eisenbetontragwerke Nordamerikas darstellt. Die Kleinheit des Bauwerks und der Umstand, daß beide Bauplätze und mein New Yorker Bureau soweit auseinanderlagen wie eine Stadt in Deutschland von London und Petersburg, machen es erklärlich, daß ich die Herstellung der Einrüstung und den Fundamentaushub an einen Zwischenunternehmer vergab. Nach Eingang der Meldung, daß diese Arbeit fertig sei, mußte ich leider feststellen, daß der Gerüstbogen um etwa 1 m tiefer lag, als er liegen sollte. Als ich

[1]) S. B. u. E. 1912, S. 369.

neuerdings nach Stockbridge zurückkehrte, hatte man mit der Gründung bereits begonnen, ohne daß ich hierzu den Auftrag gegeben hatte. Ich stand vor der Wahl, mich durch Herausnehmen des ganzen Fundaments von dessen Güte zu überzeugen oder den Angaben des nunmehr als mein Vorarbeiter beschäftigten Subunternehmers zu glauben. Zu meinem Schaden habe ich einen Mittelweg gewählt, und mich nur an den Seiten davon überzeugt, daß das Fundament auf Felsen aufruhte. Die ganze Gegend war übrigens ein künstlich erhaltener Urwald mit wildromantischen riesigen Felsblöcken. Mein Fundamentfels aber erwies sich als einige wenige Zentimeter starke dünne Platte von riesiger Ausdehnung, die nachgab, so daß ich gezwungen war, den zerbrochenen Bogen neuerlich herzustellen. Die neuerdings nach den ursprünglichen Plänen fertiggestellte Brücke zeigt Abb. 13 (s. a. Bd. III/3, S. 73, Abb. 82). Der damit gekennzeichnete Fall ist ein Musterbeispiel und soll als Warnung dienen, weil man bei Bogenfundamenten nicht genug vorsichtig sein kann. In der Literatur finden sich aus der Zeit des ersten Aufschwunges des Eisenbetonbaues, abgesehen von dem Vorfall, der in Abb. 3 dargestellt worden ist, noch zwei weitere derartige Einstürze erwähnt, der eine mit 18 m,[1]) der andere mit 30 m[2]) Spannweite.



Abb. 95.

Besonders gefährlich wird die Sachlage bei schiefen Bogenbrücken. Ein derartiger Vorfall hat sich in Reutau bei der dortigen Bogenbrücke über die Sprotta ereignet. Der Bogen hatte eine Spannweite von 20 m.[3]) Einen ähnlichen Fall neueren Datums stellt die Abb. 95 dar, bei dem, wie in der Mehrzahl derartiger Fälle, eine genaue Erhebung über die Ursache des Unfalls nicht stattgefunden hat. Der Grund dieses mangelhaften Eingreifens der daran beteiligten Behörde wird dadurch erklärlich, daß bei diesen Unfällen Menschenleben gewöhnlich nicht bedroht sind.

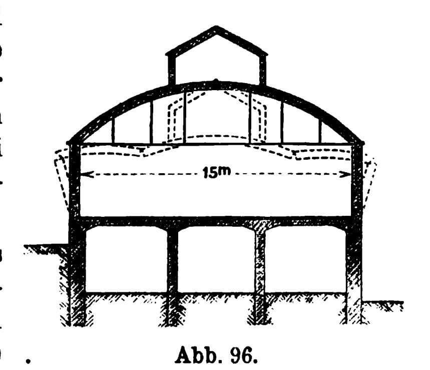



Abb. 96.

Eine ähnliche Rolle wie das Widerlager des Gewölbes spielt beim Bogen mit Zugband der letztgenannte Bauteil und seine gute Verbindung mit dem Bogen. Wir entnehmen dem amtlichen Bericht[4]) folgenden in Abb. 96 dargestellten Vorfall. Es handelt sich um ein Fabrikgebäude mit einem Bogendach als Zweigelenkträger mit eisernem Zugband. Beim Ausrüsten stürzte die Halle ein. Der Beton war einwandfrei, und auch das verwendete Eisen war gut. Die Eiseneinlagen im Bogen waren teilweise unrichtig angebracht, und die Binder brachen am Ort der Stöße auseinander, weil sie

[1]) S. D. Bztg. oder Schw. Bztg. 1895, S. 28.
[2]) S. Zentr. d. Bauv. 1898, S. 368.
[3]) B. u. E. 1911, S. 403.
[4]) B. u. E. 1914, S. 345.

nicht gegeneinander versetzt waren. Der eigentliche Grund war aber die mangelhafte Ausführung des Zugbandes. Das Gericht stellte schlechte Verankerung als Anlaß zum Unfall fest.

### 2. Mängel im Tragwerk selbst bei Balken, Gewölben und Rahmen.

Unfälle bei diesen Tragwerken können ebenfalls entweder durch Fehler des Entwurfes oder durch Mängel in der Ausführung entstehen. Gewöhnlich wird der Einsturz, wenn auch ein Fehler vorherrscht, auf eine Reihe von Ursachen aus beiden Gebieten zurückzuführen sein. Es ist nicht unwichtig zu wissen, wie sehr man beim Entwurf gegen anerkannte Regeln sündigen kann, wenn man dem Tragwerk nur durch Güte der Ausführung die wichtigste Quelle seiner Tragfähigkeit erhält. Dies geht besonders klar aus dem tadelfreien Bestande vieler Bauwerke aus der Zeit der Anfänge des Eisenbetons hervor, bei denen man die heute üblichen Regeln gar nicht gekannt hat. Man hat sich oft an Ausführungen mit beispielloser Kühnheit herangewagt, deren statische Behandlung man nicht beherrschte und deren richtige Bewehrung man nicht wissen konnte. Viele Einzelheiten der Bauten Hennebiques wurden nach dem Gefühl entworfen, womit er sich über die verwickeltsten Fragen hinweghalf. Es wäre schülerhaft, wenn man diese Quelle unserer Erkenntnis in diesem Zeitpunkte als etwas Minderwertiges bezeichnen wollte. Es soll sogar bei diesem Anlaß jedem Konstrukteur und besonders dem Anfänger ans Herz gelegt werden, seine Urteilskraft in dieser Hinsicht zu schärfen und nicht blind auf Formeln zu vertrauen, sondern von einem höheren Gesichtspunkte aus zu prüfen, ob sie nicht auf unzulässigen Annahmen beruhen. Es kann aber anderseits auch Hennebique, der, wenn auch kein Statiker, doch ein großer Fachmann, ja in seiner Art ein Genie war, nicht allgemein als ein nachahmenswertes Vorbild hingestellt werden. Wohin das bei seinem Konstruktionsbureau geführt hat, soll ein Beispiel dartun. Ein mir zur Nachprüfung vorgelegter Entwurf einer größeren Bogenbrücke für die Stadt Feldkirch war vom Bureau Hennebiques, wahrscheinlich von irgend einer minderen Kraft verfaßt worden. Bei dem Entwurf hatte man sich darauf beschränkt, den Horizontalschub in der Weise zu berechnen, daß das Biegungsmoment für einen vollen eingespannten Träger in der Mitte bestimmt und durch die Pfeilhöhe der Bogenbrücke dividiert wurde. Das war die ganze Berechnung, obwohl dies kaum den Namen einer solchen, geschweige den einer Bogenberechnung verdient. Dabei bestand die Bewehrung im Mittelquerschnitt aus einer auf die ganze Fläche gleichmäßig verteilten Anzahl von Rundeisen. Das Eigentümliche bleibt dabei, daß diese auf eine empirische Weise entstandenen Entwürfe keinesfalls grob fehlerhaft waren, wie z. B. auch seine Balkenberechnung wohl wesentlich höhere Spannungen ergibt als unsere heutigen Vorschriften, aber immerhin nicht jene Abweichungen, die man hinter einem so wenig begründeten Verfahren vermuten würde. Späterhin ist das Bureau Hennebiques durch den Einfluß von Professor Ritter, Zürich, bestimmt worden, den Weg einzuschlagen, wie er sich in Beton u. Eisen 1904, S. 273 in einem Beispiel des Lausanner Bureaus wiedergegeben findet. Er berechnet die neutrale Achse des Betonquerschnitts allein ohne Eisen und bestimmt unter Zugrundelegung dieser Achse mit $n = 20$ eine zulässige Eisenspannung von 1200 kg/cm². Man kann immerhin sagen, daß diese ersten Bauten hohe Überschreitungen der heute zulässigen Eisenspannungen, nach Stadium II berechnet, zeigen und daß ihr ungestörter Bestand nur durch ein ungemein sorgfältiges Ausführungsverfahren gesichert wurde. Mir ist da insbesondere der Besuch einer von Hennebique in der Nähe von Marseille erbauten Spinnerei in eigenartiger Erinnerung. Meine Frau, die während der Besichtigung des Bauwerks im ersten Geschoß zurückblieb, meinte mit Recht, daß sie das Gefühl hätte, auf einem

Ozeandampfer gestanden zu haben. Es blieb mir unverständlich, daß dieses unter den unaufhörlichen, gleichmäßig wiederkehrenden Stößen der Maschinen fortwährend in Erschütterung begriffene Bauwerk diesen Kräften auf die Dauer Widerstand leisten konnte. Ich habe mich später wiederholt nach dem Bauwerk erkundigt, ohne daß ich eine Nachricht über eine Betriebseinstellung oder einen Einsturz erhalten hätte. Die Unsicherheit der ersten Zeit veranlaßte die Konstrukteure zu einer sehr sorgfältigen Ausführung der Eisenbetonbauten, während der moderne Unternehmer sich durch Wissenschaft und Vorschriften gesichert glaubt und deshalb gerade in diesem wesentlichen Belange sündigt.

Was nunmehr erstens die rechnungsmäßig auftretenden Spannungen im Vergleich zu den amtlich zugelassenen Größen, zweitens die tatsächlichen Materialfestigkeiten im Vergleich zu den vorausgesetzten und drittens die tatsächlichen Lasten zu den rechnungsmäßigen anbetrifft, so ist es natürlich Aufgabe der Bauleitung oder Baupolizei, diese Umstände auf ihre Richtigkeit zu prüfen.

Hinsichtlich der Lasten wird oft vom Eigentümer selbst gesündigt. Um billige Preise zu erzielen, werden leichte und unrichtige Nutzlasten angegeben und ohne Bedenken gewaltige Überlastungen vorgenommen. Gegen diesen Selbstbetrug ist nichts zu machen, sofern er sich der Kenntnis der Überwachung entzieht. Wir werden auf die Frage der zufälligen Überlastung nochmals zurückkommen. Der Begriff „Nutzlast“ ist oft nicht klar gegeben, indem der Unternehmer darunter alles versteht, was das Eisenbetontragwerk tragen soll, und so einen Teil des Eigengewichts zur Nutzlast schlägt. Hier sei ein ungefährliches Mittel erwähnt, um das Eigengewicht in der Rechnung und damit die Kosten ein wenig herabzusetzen. Dieses Mittel besteht darin, daß man anstatt des amtlich vorgeschriebenen spez. Gewichtes von 2,4 das tatsächliche Eigengewicht des Bauwerks sorgfältig bestimmt. Dieses beträgt häufig nur 2,2 im Durchschnitt, was somit eine nicht geringe Ersparnis gegenüber den übrigen Wettbewerben ergibt, so daß die Ermittlung sich oft der Mühe lohnt, da es den Gewinn des Unternehmers sicherstellen kann. Es wäre zu erwägen, ob man dies bei einem einwandfreien Nachweis allgemein gestatten und den Wert 2,4 nur dort vorschreiben sollte, wo der Nachweis nicht erbracht ist oder nicht gut möglich erscheint.

Ein häufig verbreiteter Fehler bei der Lastbestimmung betrifft die Lage und Auswertung der Einzellasten, sei es bei Maschinen oder Zwischenmauern u. ä., deren Standort nicht ein für allemal feststeht. Man wird in einem solchen Falle verlangen müssen, daß die Tragwerke für jede mögliche Lage dieser Einzellast genügend ausgebildet sind. Oft findet sich aber im Gegenteil jene günstige Annahme der Rechnung zugrunde gelegt, die, obwohl nicht beabsichtigt, nur deshalb gewählt wurde, um die zulässigen Spannungen einfacher und mit weniger Material nachweisen zu können. Als Beispiel hierfür sei der Bau einer Druckerei in Krakau erwähnt, wo der Unternehmer der Druckerpresse eine nur ihm passende Lage über den Hauptträgern gegeben und zwischen diesen ganz dünne und leicht belastete Platten angeordnet hatte, die zur Aufnahme von Maschinenlasten nicht geeignet waren und einen Umbau des ganzen Hauses nötig machten, wenn man die Presse dort unterbringen wollte, wo man ihrer bedurfte. Ein häufiger Fehler betrifft die falsche Angabe des Eigengewichts in der Dachabgleichung. Diese wird entsprechend jener Dicke eingesetzt, die sie an der schwächsten Stelle hat, z. B. 5 cm, während sie des Gefälles wegen eine bedeutende Erhöhung, bis 25 und mehr, erfährt. Diese Fehler sind um so gefährlicher, je geringer die Gesamtbelastung des Tragwerks ist, und daher insbesondere beim Dach sorgfältig zu beachten. Siehe hierzu den Unfall in Mailand, wo das Gebäude vier Belastungsproben erfolgreich be-

standen hatte und unter der Probelast im obersten Geschoß einstürzte.[1]) Bei einem mit einem Holzdach versehenen Eisenbetonbau erwähnt Professor Siegm. Müller einen schweren Unfall, weil auf einem weitgespannten Unterzug in der Trägermitte der Fuß eines schweren Dachstuhls aufgesetzt worden war, eine Anordnung, die aus den allgemeinen Entwurfzeichnungen des Architekten nicht entnommen und daher auch in der Berechnung nicht berücksichtigt werden konnte.

Die Fälle, in denen der Unternehmer fälschlich eine niedrigere Nutzlast in die Rechnung eingeführt hat, waren zu Beginn des Eisenbetons, wo man es mit der Kontrolle nicht so genau nahm, nichts Seltenes. Heute dürften sie wohl kaum vorkommen. Rutgers gedenkt[2]) eines Vorfalles, wo eine auf 1000 kg/m² Nutzlast bestimmte Decke unter einer Probelast von 500 kg/m² eingestürzt ist, also dafür gar nicht geeignet war. Eine schwierige Frage bildet in solchen Fällen die Entscheidung über die Höhe des zu leistenden Schadenersatzes. Im allgemeinen wird ein Gebäude, welches nicht für die vereinbarte Nutzlast geeignet ist, für den Eigentümer unbrauchbar und daher wertlos. Man wird sich jedoch gewöhnlich scheuen, das Bauwerk ganz abzureißen und durch ein neues ersetzen zu lassen. Die Folge davon ist, daß man gewöhnlich nach einem Ausweg sucht und in einem Vergleich den Abschluß findet. In einem Fall, der dem Berufungsgericht zur Entscheidung vorgelegt worden war und bei dem ein Bauunternehmer in Hamburg eine Belastung von 750 kg/m² zugesagt, aber nicht eingehalten hatte, hat das Gericht erklärt, daß der Unternehmer zum Schadenersatz verpflichtet sei, weil die Decke die doppelte Last und Eigengewicht, das sind 1800 kg m², ohne Zerstörung zu tragen imstande sein müsse. Die Entscheidung des Gerichts erklärt eine etwa $2\frac{1}{2}$fache Sicherheit als eine allgemeine Regel der Baukunst. Ich habe in solch einem Falle einen Ausgleich erzwungen, indem ich die Decke auf meine Verantwortung mit der $1\frac{1}{2}$fachen Gesamtlast belasten ließ. Der Unternehmer zog es vor, den Ausgang nicht abzuwarten und die verlangte Schadenvergütung zu leisten.



Abb. 97.

[1]) B. u. E. 1908, S. 180.
[2]) B. u. E. 1900, S. 201.

Man muß bei Bauten für die Bauzeit, wo sie dem Regen ausgesetzt sind, eine Lastvermehrung in Betracht ziehen und darf bei Gerüsten nicht das Gewicht des trockenen Betons, sondern das Gewicht des weichen Betongemisches sowie auch seine seitliche Schubwirkung in Berechnung ziehen.[1]) Bezüglich der Abweichungen der Schneelasten von den gewöhnlichen Annahmen sei auf das ausgezeichnete Buch über diese Frage von Schaller[2]) verwiesen. Ein Einsturz einer Kuppel durch Schneelast wird aus Seattle (Wash.) am 2. Februar 1916 gemeldet (Abb. 97).[3])

Ein häufig vorkommender Fehler ist bei Balken eine unzureichende Auflagerung.[4]) Siehe auch Abb. 57.

Trotzdem die bei Tragwerken gewählte Sicherheit in allen Vorschriften kleiner ist als bei Säulen, so sind dort größere Überschreitungen der zulässigen Beanspruchungen verhältnismäßig seltener als hier, weil man bei Trägern in der Regel ängstlicher ist. Beim Druckgurt sind sie nur dann gefährlich, wenn die vorausgesetzte Betongüte nicht vorhanden ist und die zulässigen Spannungen bei weichem Beton große Stauchungen hervorgerufen, die ihrerseits große Durchbiegungen zur Folge haben.

Über gewisse mögliche Abweichungen, durch Verminderung der Breite des Druckgurtes und unzureichende Verbügelung der Druckeisen, wurde berichtet (S. 98). Eine offene Frage bleibt, inwieweit bei Steineisendecken die Zusammendrückbarkeit des Mörtels zwischen den Steinen die Druckfestigkeit nachteilig beeinflußt, ebenso auch die Einbeziehung einer Betondeckenschicht in solchen Fällen.

Bezüglich der Zugfestigkeit der Eisen sind die Schwankungen geringer; es sei auf die Bestrebungen verwiesen, durch stahlartigen Baustoff höhere zulässige Beanspruchungen zu erhalten, und die Schwierigkeit, diese ohne Rißerscheinungen zuzulassen. Vorkommnisse, herrührend von Überschreitungen zulässiger Spannungsgrenzen auf Zug, machen sich in Rissebildungen geltend. Wir werden auf diese Frage noch bei dem Kapitel Rekonstruktionen zurückkommen. Die Zeiten, in denen man sich nur mit der Angabe der Eisenmenge für den Mittelquerschnitt begnügt hat und die gesamte Austeilung der Bewehrung als ein streng gehütetes Geschäftsgeheimnis einem Vorarbeiter überließ, der sie nach einem feststehenden Schema durchführte, sind wohl vorüber, doch sind immerhin aus Bequemlichkeit Rückfälle zu verzeichnen, besonders dann, wenn eine wirkliche oder vorgeschützte Eile zu Ersparnissen Anlaß gibt. Was aber immerhin heute noch vorkommt, geht aus der amtlichen Feststellung über einen Unfall bei einem Dach hervor,[5]) dessen statische Rechnung erst nachträglich aufgestellt wurde (Abb. 103 bis 105). Sind unvollständige Pläne eine Gefahrenquelle, so sind unrichtige Pläne noch schlechter. Es sei hierzu auf die Zusammenstellung aus den amtlichen Berichten von Dr. Petry[6]) bei einem Wasserbehälter,[7]) einem Dach,[8]) einem Gewölbe[9]) und einer Vorderwand[10]) verwiesen. Bezeichnenderweise sind in allen diesen Fällen die Fehler des Entwurfs nur eine Begleiterscheinung und nur ein Anzeichen dafür, daß bei dem Bauwerk kein Verständnis für eine gute Bauherstellung bestanden hat, und wo ein Aas ist, da versammeln sich die Geier.

Die Fehler der Bewehrung sind ohne Zerstörung des Tragwerks nicht leicht zu ermitteln. Herr Ingenieur Settler hat uns durch seine Versuche mit Röntgenstrahlen ein neues Untersuchungsverfahren in die Hand gegeben.[11])

Häufig finden sich die Auflagerdrücke falsch bestimmt.[12])

---

[1]) S. Versuche der Schubwirkung des nassen Beton auf die Schalung. Concrete. London 1920.

[2]) Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin. — [3]) B. u. E. 1916, S. 135. — [4]) B. u. E. 1908, S 75. — [5]) B. u. E. 1912, S. 417. — [6]) B. u. E. 1918. — [7]) B. u. E. 1914, S. 38. — [8]) B. u. E. 1918, S. 127. — [9]) B. u. E. 1917, S. 68. — [10]) B. u. E. 1914, 180. — [11]) Schw. Bztg., 15. Juni 1916. — [12]) B. u. E. 1910, S. 176, 195.

Ein weiterer Fehler, der ebenfalls jetzt immer seltener wird, ist der Versuch, durch ganz dünne Rippen eine ungenügende Ausbildung der Einzelheiten der Plattenbalken zu sparen, betreffend die Verbindung von Rippe und Platte und Lage der Eisen in dem schmalen Betonkörper. Einen bezeichnenden Vorfall zeigt die Abb. 98 aus einem Einsturz in Wien.[1])

Grobe Fehler werden auf diesem Gebiet immer mehr zur Seltenheit bis auf jene Ausnahmefälle, gegen die kein Kraut gewachsen ist. Die fortschreitende Verbreitung an Kenntnissen über den Eisenbeton in allen Fachkreisen hat die richtige Balken-



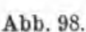


Abb. 98.

Abb. 99a.

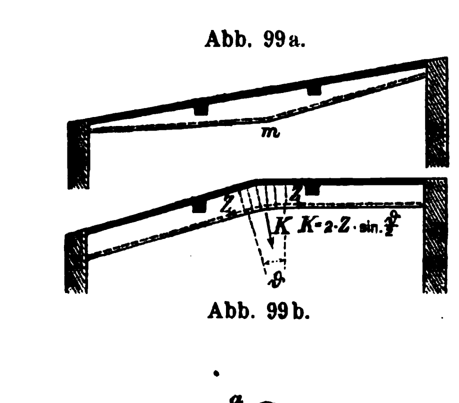



Abb. 99b.

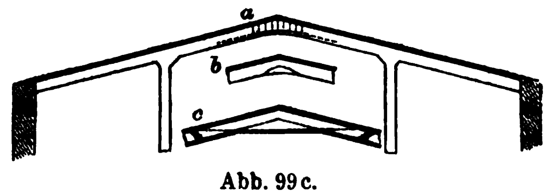



Abb. 99c.

bewehrung und ihre gute Einlagerung zum Gemeingut des ganzen Faches erhoben. Gefährlicher als die mit großer Sorgfalt ausgeführten Berechnungen sind die Umrechnungen, die während des Baues notwendig werden und die häufig genug von dazu nicht Berufenen ausgeführt werden. Die Möglichkeit der nachträglichen Änderung eines Entwurfs ist ein großer Vorteil des Eisenbetons, da der Unternehmer durch die Eisenbestellung nicht auf die ursprünglichen Abmessungen festgelegt erscheint. Wegen der leichten Durchführbarkeit solcher Änderungen machen die Architekten hiervon mehr als erwünscht Gebrauch, umsomehr, als damit keine wesentlichen Unkosten verbunden sind. Die Mehrzahl der beim Entwurf gemachten Fehler dürfte auf solche nachträglichen Umänderungen zurückzuführen sein.

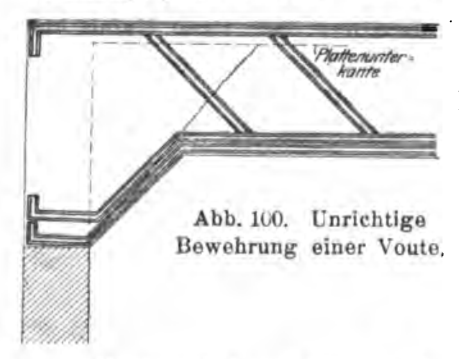



Abb. 100. Unrichtige Bewehrung einer Voute.

Hervorzuheben wären an dieser Stelle noch jene Fehler, die durch ihre Wiederholung beweisen, daß sie eine Art von Wolfsgrube darstellen, weil immer einige mit dem Gebiet weniger vertraute Leute hineinfallen, so insbesondere die in Abb. 99a, b u. c dargestellten knieförmigen Träger, wie sie im Eisenbetonbau scheinbar so leicht herstellbar sind. Bei diesen, und zwar bei der fischbauchförmigen Anordnung, sind

[1]) B. u. E. 1912, S. 457.

**häufig Fehler in der Auflagerung zu finden, während bei der anderen Form Fehler am Scheitel des Knies gemacht werden. Man läßt einfach die Eiseneinlagen den Umrißlinien folgen, anstatt sie den Zugkräften entsprechend einzulegen und durch Bügel in ihrer Lage festzuhalten. Abb. 100 zeigt die Anordnung bei einer Decke in einer Turnhalle in Norwegen, die rekonstruiert werden konnte. Es ist ein Beispiel für das Festhalten an dem voutenartig abgebogenen, nicht hinreichend angebügelten Eisen.** Solche Fälle waren in den älteren Plänen nichts Seltenes und werden heute infolge der größeren Vertrautheit mit den Anforderungen des Verbundes vermieden.

Ein Fall dieser Art hatte mir im Jahre 1906 vorgelegen. Es handelte sich um einen Fabrikbau auf gußeisernen Säulen, bei welchem eigentümlicherweise nur das Dach in der in Abb. 101a u. b dargestellten Weise in Eisenbeton hergestellt war. Wie ersichtlich, ist der Knick im Scheitel so gering, daß er bei einer größeren Werkzeichnung zunächst dem Auge entgeht. Wie ebenfalls ersichtlich, sind jedoch keine Vorkehrungen getroffen worden, um den dort entstehenden Zugkräften entgegenzuwirken. Als ich gerufen wurde, hatte sich der Mittelteil bereits wesentlich gesenkt und Säulen und Mauern auseinandergeschoben. In der Abb. 102 sind die Risse eingezeichnet worden. Leider wurde die Frage noch dadurch verwickelt, daß sich die Konstruktion auch in mancher anderen Hinsicht als zu schwach erwies, so daß schließlich mein Rekonstruktionsentwurf in einer reinen Eisenunterstützung bestand, in welcher die Eisenbetonträger in der Mitte durch Anker zusammengehalten und sonst durch Eisenträger gestützt wurden.

Über einen weiteren Fall berichtet auch Prof. Siegmund Müller.[1]) In einem Fabrikneubau wurde das Dachgeschoß, wie in Abb. 99c, über zwei Mittelstützen erbaut, so daß es beim Entwurf keine Bedenken erregte, unter dem Firstpunkt die Eiseneinlagen in schwach gekrümmter Form durchzuführen. Dabei waren in geringen Abständen von 10 bis 12 cm Bügel nach dem Obergurt geführt. Einige Monate nach der Ausschalung traten Brucherscheinungen in der Form *b* auf, trotzdem die theoretisch berechnete Zugspannung nur 700 kg/cm² betrug. Eine Untersuchung ergab, daß die Bügel in den meisten Fällen nicht festsaßen und wahrscheinlich durch eine ungleichmäßige Verteilung des Zuges sich gelockert hatten. Die zur Ausbesserung

[1]) Arm. B. 1908, S. 162.

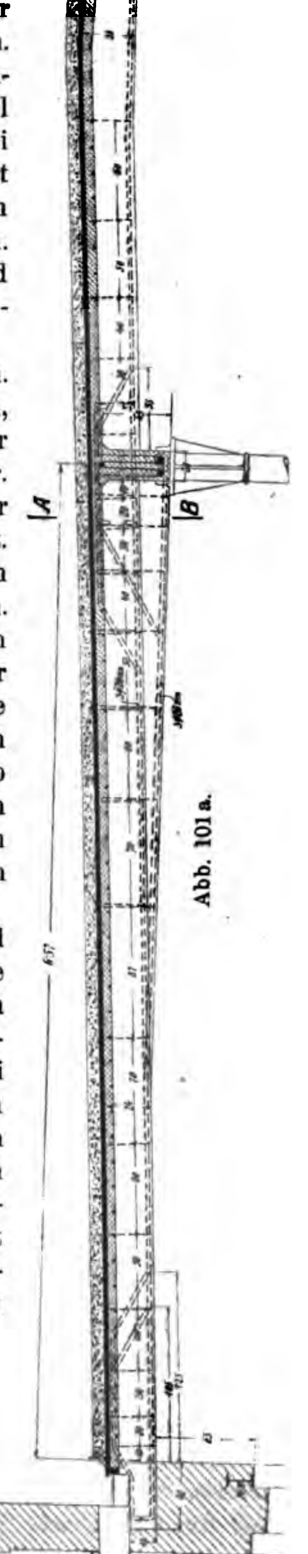


Abb. 101a.

Schnitt *A B*.
Abb. 101b.

angewandte Anordnung zeigt *c*, wobei durch Herausnahme des mittleren Teiles und durch Anordnung eines wagerechten Eisens die Stelle am Knick sichergestellt wurde.

Einen kennzeichnenden Fall dieser Art enthält ferner der Bericht des Deutschen Eisenbeton-Ausschusses Nr. 1, Abb. 103 bis 105.[1]) Die Dachbinder waren 30 cm breit und 45 cm hoch und hatten im allgemeinen einen Abstand von 3,22 m; sie lagen beiderseits auf den Längsmauern frei auf, an deren Außenseiten schwache Vorlagen im Abstand von etwa 4 m vorhanden waren. Die Dachbinder lagen somit in der Regel nicht in der Achse dieser Vorlagen, sondern dazwischen. Die Stärke der eigentlichen

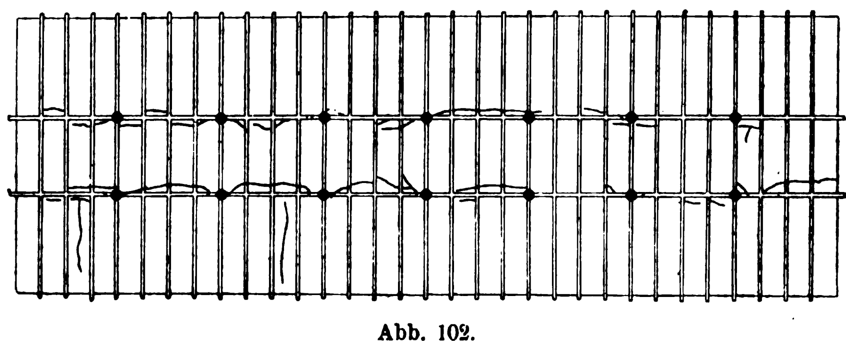


Abb. 102.

Dachhaut betrug 8 cm. An den Auflagern, die 1,20 m tiefer lagen als die Trägermitte, waren Verstärkungen (Vouten) vorhanden. Besondere Verankerungen zwischen den Bindern und Längsmauern waren nicht vorgesehen; die Trägerenden scheinen einfach eingemauert gewesen zu sein. Die Eiseneinlagen waren so angeordnet, wie es die Abb. 96 zeigt: in jeder Trägerhälfte fünf Rundeisen von 30 mm Durchmesser. An der Kreuzungstelle in der Mitte mußten somit zehn Rundeisen nebeneinander liegen, die die

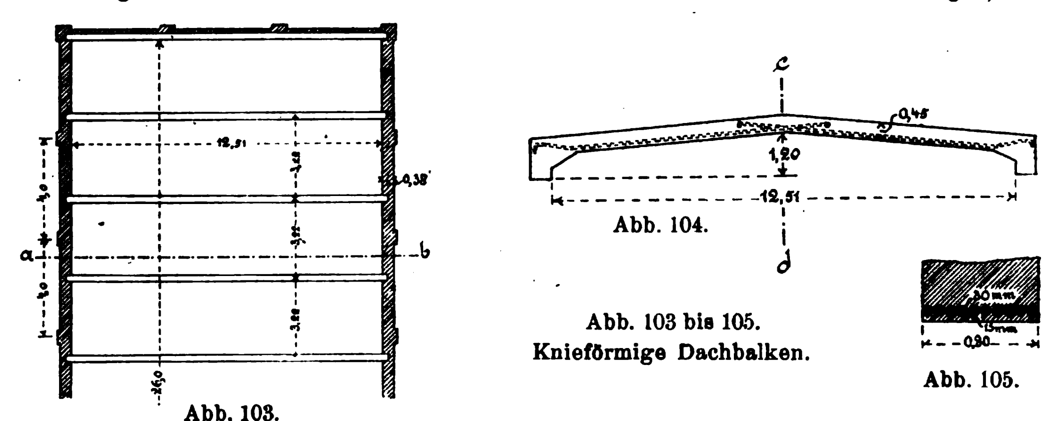



Abb. 103. Abb. 104. Abb. 105.

Abb. 103 bis 105.
Knieförmige Dachbalken.

ganze Breite des Querschnitts vollkommen ausfüllten. Die Schalung war zu eng für die zehn Eisen, so daß diese in der Mitte nicht genau nebeneinander, sondern zum Teil übereinander lagen; der Abstand der Eisen von der Unterkante, der zu 15 mm angenommen war, wurde dadurch streckenweise nicht unbeträchtlich vergrößert. In der statischen Berechnung, die übrigens erst nach dem Einsturz aufgestellt worden ist, sind die Binder berechnet, ohne daß dabei auf ihre geknickte Form Rücksicht genommen ist, als seien sie frei aufliegende Träger mit wagerechter Achse. Die Rechnung ergab unter diesen

[1]) B. u. E. 1912, S. 401.

Umständen eine Beanspruchung des Eisens von 1500 kg/cm² und des Betons von 40 kg/cm². Die Haftspannungen in der Mitte der Träger sind nicht berechnet worden.

Im allgemeinen wird man die Aufstellung eines genauen Biegeplans fordern und außer den Zug- und Druckfestigkeiten den Nachweis eines guten Verbundes, begründet durch die zulässigen Haft- und Scherspannungen, verlangen. Hiervon erübrigt sich in den meisten Fällen der Nachweis der Haftspannung, und die deutsche Vorschrift hat für diese Unterlassung eine Faustregel angegeben, die, wie alle derartigen Versuche, nur eine beschränkte Richtigkeit besitzt. Gegen einen guten Verbund wird sehr viel gesündigt: doch sind die Fälle selten, wo man dabei eine solche Überschreitung zu verzeichnen hat, daß allein aus dieser Ursache eine Zerstörung eines Balkens eintritt. Gefährlich ist die Sache nur, wenn gleichzeitig mit hohen Haftspannungen eine volle Ausnutzung oder eine Überschreitung der übrigen Grenzen eintritt. Um das Eisen voll ausnutzen zu können, ist es nötig, es tunlichst unverrückbar im Beton zu befestigen. Diese Befestigung wird durch die Güte des Verbundes gewährleistet, d. h. die Haftung zwischen Eisen und Beton, ihre Sicherstellung mittels der Verbügelung und eine Endbefestigung, sei es durch eine vorzeitige Aufbiegung der Eisen im Druckgurt hinauf oder die hakenförmige Umbiegung am Ende. Die Haftfestigkeit ist gegeben durch die Übertragung der dem Querschnitt proportionalen Zugkraft der Bewehrung im Wege ihres Umfangs. Diese Übertragung ist bei Rundeisen durch deren Durchmesser gekennzeichnet. Ich habe den ausführlichen Nachweis dafür erbracht, daß die Größe der Beanspruchung der Berührungsfläche bei Balken durch ein Verhältnis der Spannweite zum Rundeisendurchmesser gekennzeichnet ist, und daß bei einem bestimmten Belastungsfall, z. B. bei gleichmäßig verteilter Belastung und Freiauflagerung, eine volle Ausnutzung des Eisens und eine volle Ausnutzung der Haftspannung gleichzeitig mit $\sigma_e = 1200$ und $\sigma_b = 40$ bei einem Rundeisendurchmesser in mm $\delta = \frac{10\,l}{3}$ möglich ist, wobei $l$ die Spannweite in m darstellt, so daß sich jede weitere Rechnung erübrigt. Es wäre daher bei den später zu erörternden Beispiele mit 4,6 m Stützweite am Platze gewesen, anstatt der dort verwendeten 25 mm-Rundeisen 18 mm zu verwenden, sofern die volle Ausnutzung der Zugfestigkeit beabsichtigt ist. Diese Verbundfrage ist ein verwickeltes Problem, und alle bisher erschienenen Vorschriften zeigen durch ihre notwendige Kürze Lücken, indem ihre Verwendung in einzelnen Fällen zu Überschreitungen führt und die Sicherheit herabsetzt. Für den weniger erfahrenen Konstrukteur ist daher Vorsicht und der Hinweis am Platze, daß es nicht angeht, sich bei außerordentlichen Fällen auf die Vorschrift zu verlassen.

Als arges Beispiel eines Unfalls, herrührend von mangelhaftem Verbund, sei der Einsturz der Brücke bei Luino über den Kanal bei Battaglia der Varesischen elektrischen Bahn[1]) erwähnt. Der Querschnitt einer der Rippen ist in Abb. 106 dargestellt. Die Brücke hatte eine Spannweite von 10 m. Auf der oberen Platte lag eine 30 cm-Schotter-Schicht, und die Abb. 107 zeigt die gefährlichste Belastung, der ein Moment von 28 830 kgm bei freiem Auflager entspricht.

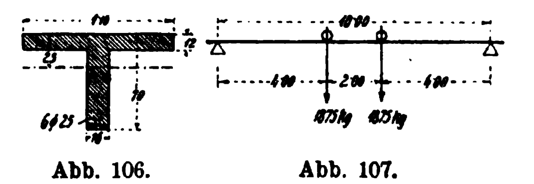


Abb. 106. Abb. 107.

Hierbei sind die dynamischen Wirkungen mit 25 vH. berücksichtigt. Hieraus ergibt sich eine größte Eisenbeanspruchung von etwas über 1400 kg/cm². Ausschlaggebend

[1]) Il Cemento 1905, Nr. 12, S. 457.

für den Unfall ist jedoch der Umstand gewesen, daß in dem Bauwerk keine Bügel angebracht worden sind. In diesem Falle hängt die Haftfestigkeit in hohem Maße von der Güte der Ausführung ab und kann bei schlechter Ausführung, wie meine Versuche bewiesen haben, tief herabsinken.[1]) Eine Gewissenhaftigkeit der Herstellung, die diesen Mangel in der Bewehrung auszugleichen in der Lage gewesen wäre, ist im vorliegendem Falle nicht vorhanden gewesen, die Einrüstung der Brücke war vielmehr so schwach, daß diese sich um 4 cm gesenkt hatte. Durch diese Setzung beim Einbetonieren dürfte bereits eine Verschiebung der Eisen eingetreten sein, so zwar, daß es nicht weiter wunder nimmt, wenn bei der ersten Belastung die Brücke durch vollständiges Herausziehen der Eisen zum Bruche kam.

In einem Hochbau hatte man die aufgebogenen Zulageeisen nur kurz bis in den Druckgurt hinaufgeführt, so zwar, daß diese Eisen, wie ein zum Nachweis abgeführter Versuch gezeigt hat, zunächst herausgezogen wurden und dadurch ihre Tragfähigkeit verloren haben, so daß der geschwächte Querschnitt nicht ausreichte. Der Träger bog sich stark durch und zeigte einen Schubriß, ausgehend von der Stelle, wo die Eisen herausgezogen waren (siehe Abb. 233). Der Bau wurde rekonstruiert durch Anbringung von nachträglich angesetzten Ergänzungsbügeln. In einem weiteren Falle wurden die Bügel ganz, in mehreren Fällen teilweise „vergessen", so zwar, daß der Zusammenhalt von Unter- und Obergurt davon abhängig blieb, ob der Beton ihn durch seine Güte aufrecht erhielt. In einem der Fälle trat ein wagerechter Schubriß auf, der diese Vergeßlichkeit anzeigte. In diesem Falle blieb die Nachlässigkeit auf einen Teil und ein Geschoß des Bauwerks beschränkt, das einer ausgiebigen Rekonstruktion unterzogen wurde. In einem weiteren Falle mußte der ganze Bau abgetragen werden. Es handelte sich dabei um einen umfangreichen Fabrikbau und einen so großen Schadenverlust, daß diesem die bauausführende Firma zum Opfer fiel.

Es wird in Hinsicht auf Verbund durch mangelhafte Sorgfalt und Vertiefung in die Einzelheiten weit mehr gesündigt, als man gemeinhin glaubt, und zwar gerade oft an den wichtigsten Bestandteilen, den schwerbelasteten Unterzügen oder bei Fundamentträgern, die regelmäßig mit viel zu großen Rundeisendurchmessern und zu wenig Bügeln und sonstigen Sicherungen versehen sind.



Abb. 108.

Ebenso gefährlich als dieser Fehlgriff ist eine Überschreitung der Scherspannung, einerseits, weil es bis heute für die richtige Ausbildung des Trägers gegen hohe Scherkräfte keine genügend feststehenden Regeln gibt, und anderseits, weil die zulässigen Beanspruchungen an und für sich hoch gehalten werden müssen und so eine Überschreitung oder ein Fehler nicht ausbesserungsfähige Bruchrisse zur Folge hat. Die alte deutsche Vorschrift hat in dieser Beziehung eine Lücke enthalten, so zwar, daß man, wie auch Natorp zugibt, eine Berechnung eines Trägers scheinbar einwandfrei und in Anlehnung an das amtlich gegebene Beispiel durchführen konnte, obwohl die Anordnung nicht entsprechend war. Professor Siegmund Müller sagt:[2]) Bei einem großen Neubau wurde, da sich Schubrisse zeigten, die statische Berechnung nachgeprüft (Abb. 108). Die erforderliche Eisenfläche war richtig, ebenso war die Entfernung der Abbiegungen richtig bestimmt. Die Abbiegungen begannen an dem vorschriftsmäßig bestimmten Punkte. Ihre Verteilung über die zu sichernde Trägerstrecke war jedoch

[1]) Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, Heft V. Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin.
[2]) B. u. E. 1912, Ergänzungsheft S. 17. Die Baupolizei und die Unfälle.

derartig, daß der gefährlichste Teil ohne Bewehrung blieb. Die Berechnung war baupolizeilich nachgeprüft und nicht beanstandet worden.

Bei einem anderen Unfall hat der angeklagte Techniker vor Gericht angegeben, daß bei seiner Firma Berechnungen auf Schubspannungen nicht vorgenommen würden. Die Aufbiegungen waren vollständig regellos angebracht. Bei dem Hauptunterzug, an dem der Einsturz seinen Ausgang genommen haben dürfte, waren am Auflager keine Aufbiegungen vorhanden. Sie begannen 80 cm vom Auflager. In dem stehengebliebenen Teil zeigten sich nach dem Unfall in allen größeren Unterzügen Schubrisse an den Auflagern, die ohne Zweifel schon bei der Rohbauaufnahme dagewesen sein mußten, damals aber nicht bemerkt worden sind.

Abb. 109a.

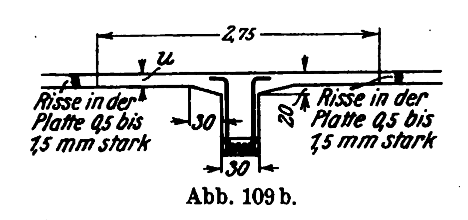



Abb. 109b.

Schließlich sei ein Fall erwähnt, wo die Trägerhöhe vom Bauausführenden auf Drängen des Architekten niedriger ausgeführt wurde, als dies in der Berechnung vorgesehen war. Die Schubspannungen waren dadurch unzulässig groß geworden.

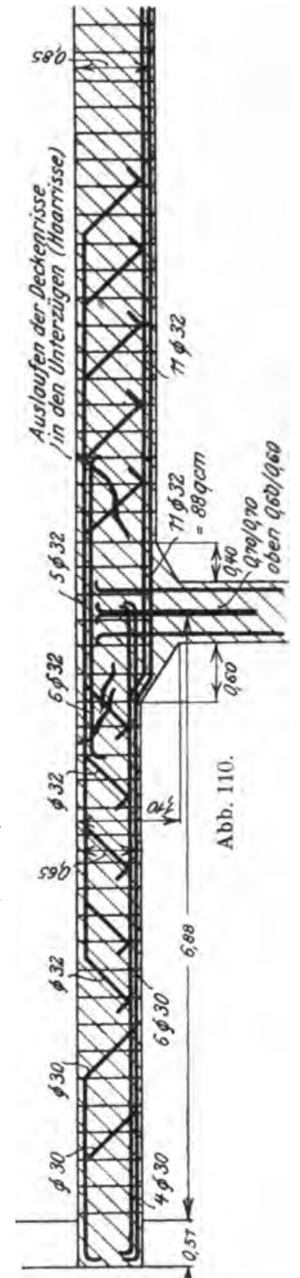



Abb. 110.

Die Fälle, in denen größere Verstöße auf dem Gebiete des Entwurfs von durchlaufenden Balken vorkommen, sind überraschend selten. Es ist dies auf den Umstand zurückzuführen, daß die deutschen Schulen auf eine wissenschaftliche Vertiefung dieser Frage großes Gewicht legen und die übliche Rechnung eine übergroße Sicherheit gewährt. Die Balken sind wohl durchlaufend, aber nicht statisch kontinuierlich, sondern an ihrem Auflager gewöhnlich derart vollkommen eingespannt, daß die Formänderungen auf die nachbarliche Spannweite nicht übergreifen. Die Fiktion der Kontinuität bedeutet demnach eine Baustoffverschwendung, die, in einem solchen Umfang betrieben, eine Schädigung des Volksvermögens zur Folge hat, die kaum die damit erzielten Vorteile aufwiegt.

Ein häufiger Fehler besteht in einer nicht genügenden Ausbildung des negativen Momentes oberhalb der Mittelstütze eines Trägers mit zwei Öffnungen. Dieser Fehler wird gewöhnlich in der Weise begangen, daß zwar der erforderliche Eisenquerschnitt vorhanden ist und durch die von den beiden Trägern aufgebogenen und sich gegenseitig übergreifenden Rundeisen beigestellt wird, daß aber die Übergriffe nicht lang genug sind, um die volle Ausnutzung des vorhandenen Eisenquerschnitts sicherzustellen. Dieser oft sich wiederholende Fehler hat

mich veranlaßt, ihn durch eine besondere Versuchsreiche mit Balken[1]) zu untersuchen, welche auf ihre Tragfähigkeit abhängig von der Endbefestigung der Zugeisen verschiedener Länge untersucht wurden. Es wurde dabei genau ermittelt, wie lang ein Eisen sein muß, damit die ganze Zugfestigkeit des Querschnitts zur Geltung kommt. Die Bedeutung dieser Verbundwirkung ist manchen Fachleuten nicht hinreichend geläufig, und so finden wir häufig in den Plänen ein Eisen, das mit



Abb. 111.

1200 kg/cm² beansprucht ist, nur ein ganz kurzes Stück weitergeführt. Als ein Beispiel dieser Fehlausführungen erwähne ich den Bau einer Bäckerei (Abb. 109 u. 110). In dieser sind die Rißbildungen eingetragen, und ihr Zusammenhang mit den Hakenenden ist ersichtlich. Es ist natürlich, daß sich diese Rißerscheinungen in den nebenstehenden

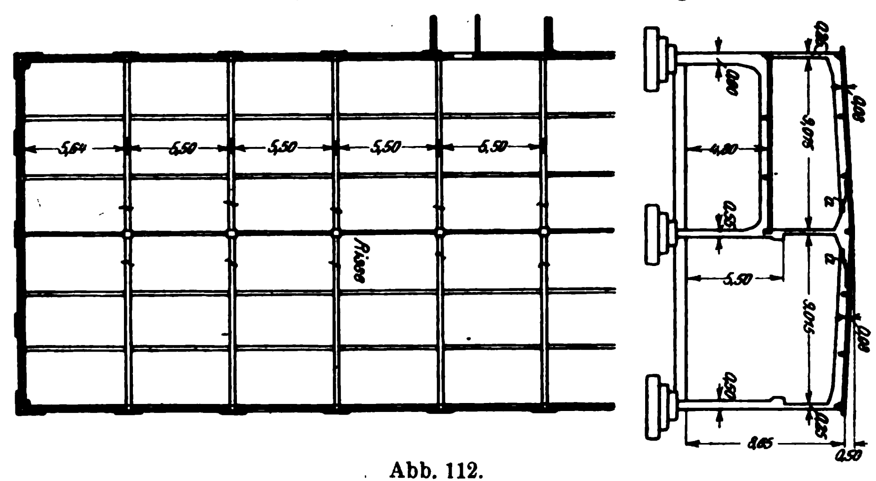



Abb. 112.

den Platten entsprechend stark fortpflanzen. Einen weiteren Fall dieser Art aus Holland zeigt B. u. E. 1908, S. 230 und der in B. u. E. 1914, S. 61 ausführlich besprochene Fall bei einem Fabrikbau (Abb. 111 bis 113). Auch bei diesem ist der Zusammenhang zwischen den durch das ganze Gebäude hindurchgehenden Schubrissen und dem hakenförmig umgebogenen Ende der oberen Eisen erkennbar. Die Zugwirkung wird durch die unzureichende Haftfestigkeit auf den Haken (Abb. 113) über-

[1]) B. u. E. 1914, S. 58.

tragen und veranlaßt die Zerstörung des Betons. Ein ausführlicher rechnerischer Nachweis findet sich an der oben angeführten Stelle.

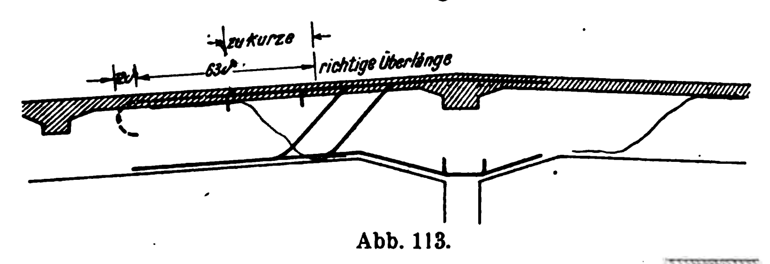



Abb. 113.

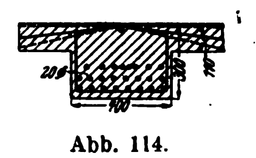


Abb. 114.

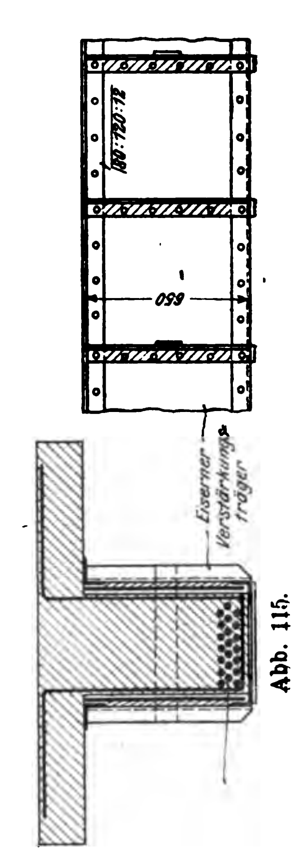
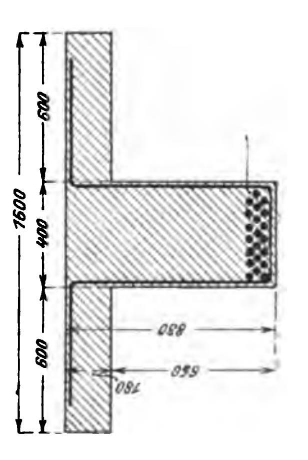



Abb. 115.

Hierher gehören auch jene Fälle, wo die Zugeisen zu nahe an die $X$-Achse verlegt worden sind. Solche wirtschaftlich ungünstigen Lösungen lassen sich nur durch die Forderungen eines der Statik verständnislos gegenüberstehenden Architekten erklären. So wurden, wie Prof. Müller berichtet, bei einem Krankenhausbau Plattenbalken von 8 m Spannweite und 30 cm Gesamthöhe ausgeführt. Dieser Träger (Abb. 114) zeigt drei Lagen dicht verlegter Bewehrungseisen. Trotz einer ausgezeichneten Ausführung sackten diese Träger ein, und die Estricharbeiter mußten drei Tage hintereinander den über Nacht geborstenen Estrich immer wieder wagerecht abgleichen, so zwar, daß in der Trägermitte drei Estrichschichten mit einer Gesamtstärke von 16 cm entstanden sind. Am vierten Tage stürzte der Träger ein. Bei einem weiteren Fall handelt es sich (Abb. 115) um einen Plattenbalken von 11 m Spannweite und 40 cm Höhe, der sofort nach der Ausschalung einstürzte. Abb. 115 zeigt auch die an der unteren Decke hergestellte Rekonstruktion.

Hier sei schließlich aus einem Bericht des Herrn Dr.-Ing. Marcichowski über den Einsturz eines Nebengebäudes in einer Brauerei in Lemberg zusammenhängend folgendes angeführt: Bei dem Bau waren drei Unternehmer beteiligt, und zwar je einer für Mauerwerk, Eisen und Eisenbeton. Es war dies also einer jener eingangs gekennzeichneten gefährlichen Fälle. Abb. 116 gibt einen Grundriß und Abb. 117 einen Querschnitt, der den Zustand vor dem Unfall erkennen läßt. Das Gebäude stand über einem alten Keller. Man hat deshalb die Seitenwand durch einen äußeren Fachwerkträger von 2 m Höhe ausgewechselt. Die Stützen dieses Tragwerks und die übrigen drei Hausseiten hatten dieselbe Fundierung, an der nichts auszusetzen war. Trotzdem wurde versucht, ihr die Schuld zu geben. Beim Einsturz war die unterste Decke ausgeschalt. Die Untersuchung des Betons ergab die für die Jahreszeit kennzeichnende Festigkeit von 41 kg/cm². Die Betonierung war im ersten Stock am 15. XI., im zweiten



**Stock am 25. XI., im dritten Stock am 9. XII. und im vierten Stock am 15. XII. ausgeführt.** Die Risse am Balken *AB* und *EF* **wurden am 22. XII. nach Vollzug** der Ausschalung bemerkt, bei *CD* etwas später.

Der Unfall ist ein typischer Herbstunfall, obwohl gerade dieser Umstand bei der ganzen später geführten Untersuchung wie gewöhnlich keine Beachtung fand. Es

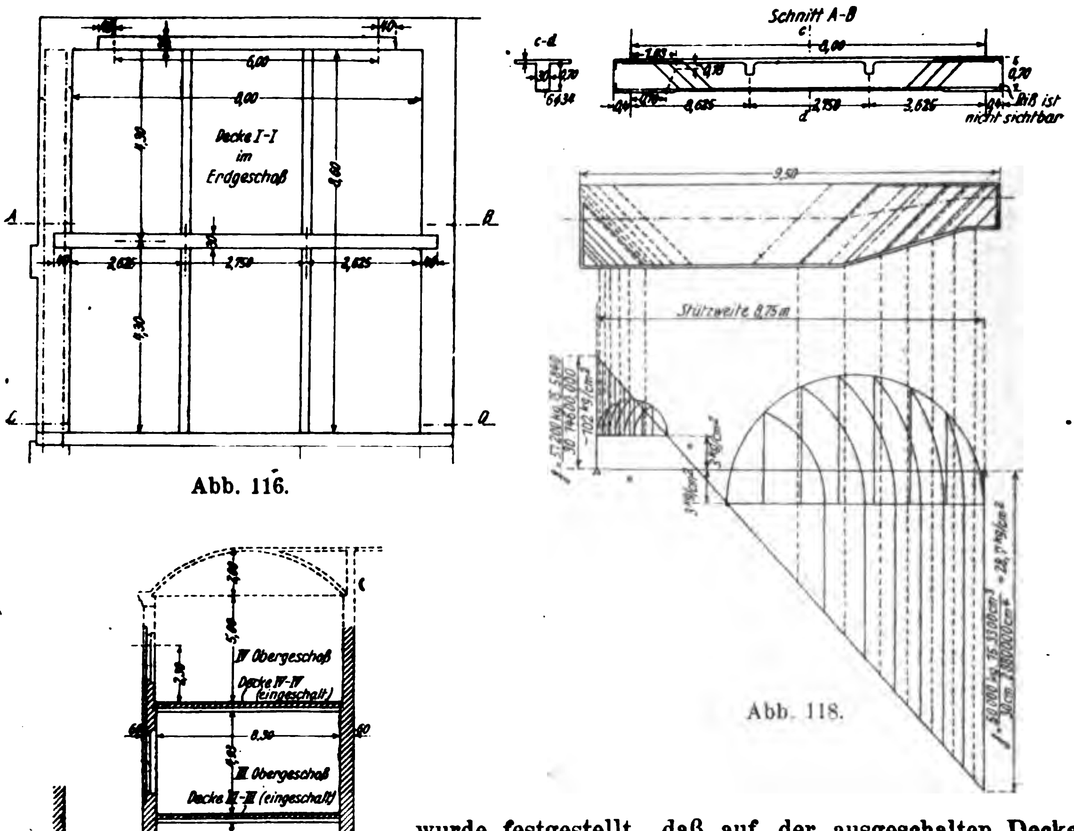



Abb. 116.

Abb. 118.

Abb. 117.

wurde festgestellt, daß auf der ausgeschalten Decke des ersten Geschosses eine Last ruht, die für diese Jahreszeit zu groß war. Die Decke IV war eben betoniert, die Decke III 21 Tage alt. Es hat also davon abgehangen, ob die Decke II bereits genügend tragfähig war. Im Sommer wäre das sicher der Fall gewesen. In dem vorliegenden Falle aber waren alle Eigenschaften des Betons entsprechend dem Einfluß der niedrigen Temperatur auf die Druckfestigkeit herabgesetzt, und daher gab II nach, so zwar, daß schließlich die ganze Last auf dem untersten Geschoß ruhte und dort eine Druckspannung von 92 kg/cm² und eine Zugspannung von 3120 kg/cm² im Eisen zur Folge hatte. Marcichowski gibt nun der Meinung Ausdruck, daß der eigentliche Anlaß für die Zerstörung in der ungenügenden Ausbildung der Träger gegenüber den Schubkräften zu suchen sei (Abb. 118), und zeigt dies, indem er für den Balken *EF* den Nachweis dafür erbringt. Der Balken war im Verhältnis zu seiner Höhe viel zu schmal und die Bewehrung des Betons gegen Hauptzugspannungen unzureichend, indem

sie gerade in dem wichtigen, dort mit *abc* bezeichneten Dreieck unterblieben ist. Die Rißbilder geben auch darüber Aufschluß, daß die Zerstörung von diesem Punkte aus ihren Anfang genommen hat.

Die im Eisenbau übliche Annahme, daß der Träger immer freiaufliegend zu berechnen sei, enthält ohne Zweifel eine große Eisenverschwendung. Diese Annahme ist bei Walzträgern zweckmäßig, weil diese sich im Mauerwerk wie ein Fremdkörper verhalten und es besonderer Vorkehrungen bedarf, um die Einspannung an den beiden Auflagern zu erzielen. Der Bericht an den österr. Eisenbetonausschuß, Heft 5, über solche Versuche mit Walzträgern hat dies ausführlich dargetan. Bei Eisenbetonbalken läßt sich diese Verbindung wegen der Gleichartigkeit des Baustoffs am Auflager verhältnismäßig leicht durchführen, und es kann, wie in demselben Bericht, Heft 4, dargetan ist, ohne große Schwierigkeit selbst eine volle Einspannung erzielt werden. Es bedeutet dies eine Herabminderung des Mittelmomentes auf ein Drittel und eine Ersparnis der Eisenmenge von 55 vH. Es besteht demnach ein großer Anreiz, sich diesen wirtschaftlichen Vorteil zunutze zu machen. Wie nach demselben Bericht die Versuche mit Kragarmen (Vouten) an den Auslagern sowie bei vierseitiger Auflagerung (Bericht d. Deutschen Ausschusses f. Eisenbeton, Heft 30 u. 44) oder aber mit beiden Vorkehrungen vereint bei den sogen. Pilzdecken[1]) dargetan haben, sind somit kleinere Mittelmomente möglich und daher viel weitergehende Ersparnisse durchführbar. Diese Ersparnisse in der Bewehrung haben natürlich nur dann eine Berechtigung, wenn ein entsprechend starkes Auflager vorhanden und die Verbindung zwischen Träger und Auflager kräftig und verläßlich ausgebildet ist, also wenn der Träger die am Auflager nötige Eisenmenge zur Aufnahme der negativen Momente besitzt, um die Stetigkeit sicherzustellen. Häufig genug endet das Bestreben nach Wirtschaftlichkeit damit, daß man durch die Annahme einer großen Einspannung die Eisenmenge in der Mitte herabsetzt, ohne daß man es für nötig findet, die erforderlichen kostspieligen Anordnungen bei den Auflagern auszuführen. Dies führt zu den verschiedenartigsten Zerstörungserscheinungen. Zuerst hat bereits Prof. Melan in B. u. E. 1903, S. 77 auf einen derartigen Vorfall aufmerksam gemacht. Die gewöhnliche Folge, die auch im Wege des Versuches nachgewiesen wurde, besteht darin, daß sich der Träger selbst hilft, indem er durch Risseerscheinungen die fehlerhafte rechnerische Annahme richtigstellt und so eine entsprechend erhöhte Gesamtbeanspruchung eintritt (s. einen Vorfall in Kaiserlautern[2]) und bei einem Fabrikbau).[3]) Die Folge dieser Fehler sind also einerseits Risse, anderseits Herabminderungen der Sicherheit. Bei dieser geänderten Verteilung der Momente in den durchgehenden Trägern ist es unvermeidlich, daß auch die Querplatten in Mitleidenschaft gezogen werden, wie das in B. u. E. 1911, S. 286 u. 356 angezogene Beispiel lehrt. Häufig läuft eine unberechtigt eingeführte Einspannung nur auf die Vergrößerung der Nutzlasten hinaus, und die Richtigstellung verlangt deren Herabsetzung.

In Fachkreisen hat man es vielfach für unmöglich angesehen, daß eine Tragkonstruktion, die allen rechnungsmäßigen Anforderungen bezüglich der Spannung entspricht, trotzdem nicht als brauchbar angesehen werden könnte. Der in dieser Hinsicht zuerst in der ersten Auflage des Handbuches vertretene Standpunkt ist endlich auch bei den neuen deutschen Bestimmungen vom Jahre 1916 zum Durchbruch gelangt, wo im § 16 P. 10 die wirksame Balkenhöhe mit $1/_{20}$ der Stützweite und bei Platten

[1]) B. u. E. 1920, Berichte von C. Schlich, New York.
[2]) B. u. E. 1911, S. 286 u. 356.
[3]) B. u. E. 1915, S. 98, 147 u. 195.

auf $^1/_{27}$ begrenzt worden ist. Es entspricht dies dem an dieser Stelle vertretenen Gesichtspunkt, so daß hier sich ein weiteres Eingehen auf diese Frage erübrigt. Es soll nur gesagt werden, daß eine wirksame Einspannung einer Platte die Durchbiegung wesentlich beeinflußt und daß solch eine Platte eine andere Beurteilung verlangt. Aus dieser Quelle, d. h. bei zu großer Durchbiegung, sich ergebende Zerstörungen und Einstürze entstanden dadurch, daß man verhältnismäßig zu große Räume oder Rippenabstände mit ganz dünnen Platten überspannen wollte, ohne für eine entsprechende Einspannung und Verbindung an den Auflagern durch Vouten Sorge zu tragen. Solche Fälle sind keinesfalls selten. Es zeigt z. B. Abb. 119 die Deckenkonstruktion eines dreistöckigen Baues mit Spannweiten von 5,7 bis 5,85 m. Die Plattenstärke betrug 18 cm. Das Verhältnis der Spannweite zur nutzbaren Höhe betrug also $\frac{5{,}85}{18} = 32$. Die derzeitigen deutschen Vorschriften setzen nunmehr für diesen Fall eine Plattenstärke von 22 cm fest, womit die unangenehmsten Folgeerscheinungen dieser unkonstruktiven Bauausführungen beseitigt sein dürften. Bemerkenswert ist, daß in dem angeführten Falle sogar die Belastungsproben zufriedenstellend abgelaufen waren. Das Gebäude blieb dann sechs Monate unbenutzt stehen, und erst bei seiner
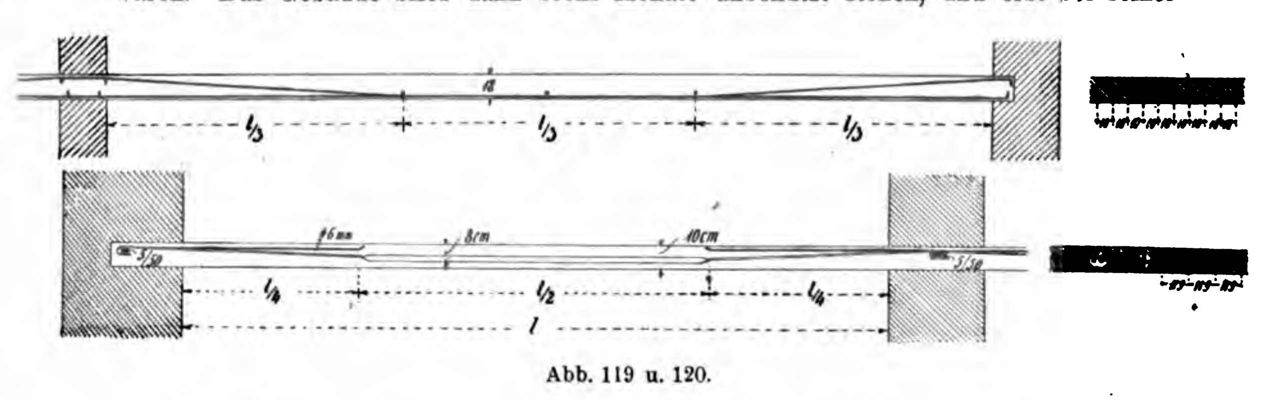



Abb. 119 u. 120.

Benutzung trat eine ganze Reihe von Rissen in der Richtung der Zugeisen ein, die den darauf befindlichen Hylolithbelag zerstört haben. Diese dünnen Platten erfahren sehr große Durchbiegungen, die der Nachbarstreifen nicht mitmacht, der sich vielmehr durch Abscherung lostrennt. Auch ein Einsturz, der mir zur Beurteilung unterbreitet wurde, ist meines Erachtens auf diese Fehlerquelle zurückzuführen. Es hat sich dabei um eine patentierte Bauweise gehandelt, die in Abb. 120 dargestellt ist. Die hochkantig gestellten Flacheisen zerspalten den Beton noch leichter.

Eine besondere Würdigung verlangen hier die Erfindungen und nicht erprobten Bauweisen auf dem Gebiete des Deckenbaues. Man kann wohl, ohne zu übertreiben, sagen, daß jeder deutsche Baufachmann einmal eine neue Deckenbauweise erfunden hat, so zwar, daß es recht schwer fällt, auf diesem Gebiete den Weizen von der Spreu zu sondern. Der zweite Ergänzungsband „Neuere Hohlkörperdecken" von Böhm-Gera gibt eine ausgezeichnete Übersicht, verbunden mit einer Kritik der verschiedenen Vorschläge. Fast ausnahmslos ist das Ziel der Erfinder die Herstellung einer wirtschaftlich überlegenen Lösung. Da die Baustoffeigenschaften und die zulässigen Spannungen gleich und allen gegeben sind, so ist es unvermeidlich, daß diese größere Wirtschaftlichkeit auf Kosten der Sicherheit geht oder diese wenigstens dadurch beeinträchtigt, daß die vorgeschlagene Lösung eine Erfahrung mit einer Reihe von

Kunstgriffen voraussetzt, die zwar bei dem Erfinder und bei den unter seiner unmittelbaren Aufsicht gewöhnlich ausgeführten Bauten vorhanden ist, deren Fehlen jedoch bei Ausführungen durch andere zu Einstürzen führt. Diese Erscheinungen haben zur Folge, daß man allen derartigen Vorschlägen mit einem gewissen Mißtrauen begegnet, welches dem technischen Fortschritt hinderlich ist, umsomehr als viel Schwindel durch Berufserfinder mit unterläuft, abgesehen davon, daß schließlich alles Neue Unfällen als Kinderkrankheiten ausgesetzt ist, bis man die Mittel zu ihrer Vermeidung findet. Der eingangs gegebene Überblick über die Hauptursachen der Bauunfälle in Deutschland bedarf der Ergänzung, da fast der ganze Rest der Bauunfälle, der außerhalb des Herbstes fällt, auf die Rechnung dieser Neuerungen zu setzen ist, so daß nur eine verschwindende Anzahl für den Abschnitt $AB$ übrig bleibt. Diese Feststellung ist gewiß ein ehrenvolles Zeugnis für das Bestreben der deutschen Praxis, sich die Neuerungen zunutze zu machen und das wirtschaftlich Beste zu erproben. Man findet nur in Nordamerika seinesgleichen. Wir finden in Deutschland aber die beiden Extreme nebeneinander, neben einer unternehmungslustigen Fachwelt eine auf dem Buchstaben des Gesetzes stehende Baupolizei. Die Anführung der einzelnen Vorfälle kann daher keinesfalls als etwas besonders Bedauerliches, sondern eher als ein Beweis für die Strebsamkeit der deutschen Technik im allgemeinen angesehen werden. Diese Bestrebungen müssen naturgemäß immer zu einer Förderung des technischen Fortschrittes und der Erkenntnis führen. Ein bezeichnendes Beispiel der Vertrauensseligkeit von Erfindern ist die Probedecke Bauweise Kuhlhanek, die in der Nähe von Wien aufgeführt wurde und zu deren Erprobung Einladungen in die ganze Welt entsendet worden waren. Die Hohlräume bei dieser Deckenbauweise wurden mit Hilfe von geteerten Pappschachteln hergestellt, die nur soweit voneinander abstehen, daß die Längs- und Quereisen eingebracht werden können. Bügel wurden damals für überflüssig angesehen, und der Beton wurde in die schmalen Kanäle eingegossen.

Es wäre natürlich sehr erwünscht, wenn es möglich wäre, jeden Vorschlag dieser Art erst durch umfangreiche Versuche auf seine Brauchbarkeit zu prüfen. Aus diesem Grunde schreiben die meisten Ämter Probebelastungen vor. Diese werden aber gewöhnlich mit solcher Sorgfalt vorbereitet, daß sie keinen richtigen Maßstab für praktische Ausbildungen ergeben. So wurde auch die obengenannte Deckenbauweise Kuhlhanek ebenfalls bereits mehrmals vorher geprüft, ehe man zu der erwähnten großen Vorstellung schritt. Gerade die früheren Versuche hatten ein solches Gefühl der Sicherheit für den Ausfall erzeugt, daß bei diesem Hauptversuch die tatsächlichen Verhältnisse ungeschminkt zum Ausdruck kommen konnten. Von den beiden dort vorgeführten Versuchsdecken stürzte die eine unter der zulässigen Last ein, die andere noch viel früher, weil die damit angestrebte Ersparnis sich mit der Verläßlichkeit des Verbundes nicht mehr vereinigen läßt. Ein reichliches mir zur Verfügung stehendes Material hierüber entzieht sich leider der Veröffentlichung. Wehe der neuen Bauweise, der im Anfang ihrer Laufbahn durch eine Unachtsamkeit ein Unfall begegnet, sie wird ungehört verurteilt. Manches Unrecht — beabsichtigt oder nicht — ist da dem technischen Fortschritt geschehen und manches Gute am Durchdringen gehindert worden. Man lese hierüber B. u. E. 1908, S. 75 u. 304 über die Westpfahldecke, oder B. u. E. 1911, S. 114 über die Bauweise Wrissenberg.

Entsprechend den vielfachen Vorschlägen, mittels Hohlkörper die Zwischenräume der Rippen bei Plattenbalken so auszufüllen, daß mit einer geraden, tunlichst vereinfachten Schalung eine glatte Untersicht erzielt werde, weisen die damit gemachten

Vorschläge auf eine reich Unfallerfahrung hin. Als ein abschreckendes Beispiel dieser Art sei der folgende Unfall ausführlicher angeführt:

Im Neubau einer Arbeiterkaserne in Bremen[1]) war ein Raum von 9 m Länge und 5 m Breite zu überdecken. Die Baupolizeibehörde schrieb eine Massivdecke vor. Die innere Tragmauer war ursprünglich mit 25 cm, die Umfassungsmauer mit 40 cm genehmigt. Auf späteres Ansuchen genehmigte die Baupolizei Verschwächung der Umfassungsmauer auf 25 cm, verlangte aber über den Fensterstürzen die Einlage eines I-Trägers, der aber dann nicht ausgeführt wurde. Die Raumbreite vergrößerte sich dadurch auf 5,15 m.

Zur Ausführung kam eine Decke, der man noch dazu den Namen „Germaniadecke“ gegeben hatte. Ihre Bemessung geschah durch den Erfinder selbst, der auch die Eiseneinlagen und Schlackensteine lieferte. Die Konstruktionshöhe, wie in Abb. 121 angegeben, betrug 16 cm, die Entfernung der Hohlträgereinlage von Mitte zu Mitte 35 bis 36 cm.

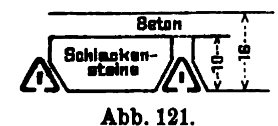


Abb. 121.

Die Eiseneinlagen bestanden aus „hohlen Trägern, aus Eisenblech, winkelförmig gewalzt, deren Querschnitt ein Dreieck bildete, an dessen Grundlinie in der Mitte ein Stück fehlt“. Im Innern dieses hohlen „Trägers“ war noch ein Flacheisen angeordnet, das nahe dem Auflager durch eine Bolzenverbindung in zwei seitliche, äußere, schräg aufsteigende Flacheisen übersetzt. Im Auflager verbanden sich diese schrägen Eisen mit zwei senkrechten, die ihrerseits mit dem Ende der Hohlträger verbolzt waren. „Die hohlen Träger werden, sowohl um ein Zusammendrücken der Schenkel zu verhindern, als auch um die Tragfähigkeit zu erhöhen, mit Zementmörtel angefüllt“ (wörtlich aus dem Prospekt wiedergegeben).

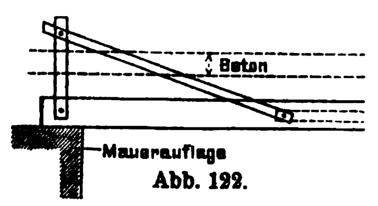


Abb. 122.

Die Ausführung geschah durch ein Baugeschäft, dessen Inhaber früher Maurergeselle gewesen war. Als Ausführungsanweisung diente ihm einzig und allein ein Prospekt. Die in Abb. 122 skizzierte Flacheisenverstärkung der Hohlträger wurde als eine Neuerung von dem Baugeschäft zum ersten Male ausgeführt. Als die Mauerstärke der Umfassungswand von 40 auf 25 cm eingeschränkt wurde, waren die Hohlträger bereits bestellt und trotz der dadurch bedingten Verringerung des Auflagers um beiderseits etwa 7 cm angeliefert und verwendet.

Der Arbeitsvorgang wickelte sich so ab, daß die Hohlträger zunächst verlegt und mit ihrer in Abb. 122 dargestellten Flacheisenverankerung eingemauert wurden. Dann erfolgte die Unterstützung mit zwei Schwellen der Länge des Raumes nach, die mit mehreren senkrechten Hölzern auf den Erdboden abgesteift waren. Weiter wurden die Schlackensteine eingelegt, deren Oberkante etwa 5 cm höher zu liegen kam, als Oberkante der Hohlträger. Die Schlackensteine sollten in Zementmörtel eingelegt und dann die ganze Oberseite mit Zementmörtel ausgegossen werden. Schon während der Ausführung bog sich die Decke um 3 bis 7 cm durch, so daß die Umfassungsmauer aus dem Lot gebracht wurde. Die in der Decke verbliebene Durchbiegung wurde in der Oberfläche mit Beton wieder ausgeglichen. Die Ausführenden behaupten ohne großen Widerspruch, der Erfinder hätte empfohlen, die Unterstützung bald wegzunehmen und die Untersicht gerade zu putzen. 14 Tage nach Fertigstellung der Betondeckschicht wurde die Unterstützung entfernt, und man wollte sogleich das Putzgerüst einbauen,

[1]) B. u. E. 1909, S. 220.

da brach die Decke plötzlich zusammen. Mehrere Leute wurden unter den Trümmern begraben, ein Mann sofort getötet, andere mehr oder weniger schwer verletzt.

Es sei weiter auf B. u. E. 1909, S. 26 u. 51 (I-Träger mit Hohlziegeln), B. u. E. 1911, S. 225, Eisenbetonträger mit Hohlziegeln, B. u. E. 1913, S. 328, Kieferbalken und B. u. E. 1914, S. 202, ein Einsturz der Kleineschen Decke, verwiesen.

Die amtliche Statistik enthält folgende drei Fälle: Nach dem Bericht Nr. 7[1]) sollten die Hohlsteine dieser Decke die Schalung[2]) ersetzen (Abb. 123). Sie ruhen während des Betonierens auf Hohlleisten, die durch festgekeilte Hochkantflacheisen bewehrt sind. Die Flacheisen bleiben nachher in der fertigen Decke stehen und dienen darin als Bewehrung der Betonrippen. Vorschriftgemäß müssen die Holzleisten an den Auflagern und außerdem in je 2 m Entfernung durch Gerüstbalken unterstützt werden; während des Betonierens sind sie durch untergenagelte schräge Bretter in der richtigen Lage zu sichern. Im vorliegenden Fall ist nicht genau hiernach verfahren worden, sonst wäre der Unfall vermutlich nicht eingetreten. Der Sachverständige konnte feststellen, daß die Rüstung ungeeignet war; wahrscheinlich hat die Unterstützung der Holzleisten an den Auflagern gefehlt. In diesem Falle wird bis zur Erhärtung des Betons der Auflagerdruck nur durch die in die Seitenwand hinein verlängerten Hochkantflacheisen übertragen. Bei der eingestürzten Decke ergibt die Rechnung unzulässig hohe Drücke der Eisen auf das Mauerwerk; Drücke, die sich infolge der großen Durchbiegung der Decke noch erhöht haben müssen. Die Untersuchung der Bruchstücke zeigte, daß der das Eisen umgebende Beton ein lockeres Gefüge hatte, und daß eine Haftfestigkeit zwischen Eisen und Beton nicht bestand. Weiter ist festgestellt, daß zuerst die Rippen betoniert sind, und dann erst die obere Betonplatte; die Bruchstücke zeigten deutlich, daß der Beton der Platte weder auf den Formsteinen noch auf der Rippe abgebunden hatte. Der Widerstand gegen Schubkräfte wird daher sehr gering gewesen sein. Die eingestürzte Decke hatte eine Spannweite von 5,16 m. Die übrigen Deckenfelder wurden später einer Probebelastung unterworfen, die sie alle bis auf eine bestanden haben; diese hatte ebenfalls 5,16 m Spannweite. Sie ist abgerissen worden; ihre Flacheisen waren sämtlich ausgeknickt. Dasselbe wird auch bei der eingestürzten Decke der Fall gewesen sein.[3])

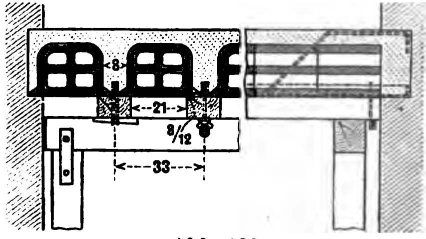


Abb. 123.

Nach dem Bericht Nr. 14 überspannte die Decke (Abb. 124) einen Raum von 7,40 m Lichtweite, war an der einen Seite eingespannt und lag an der andern frei auf. Nach der Entfernung der Notstützen, die man 20 Wochen nach der Herstellung hatte stehen lassen, weil die Decke starken Regenfällen ausgesetzt war, stürzte ein 5 m breiter Streifen der Decke ein. Die Decke war noch ganz feucht. An einem gleichartig ausgeführten Deckenteil wurde darauf eine Probebelastung mit zweifacher Nutzlast vorgenommen; das Ergebnis war völlig zufriedenstellend. Der Sachverständige stellte fest, daß die Stärke der Decke nicht, wie beabsichtigt, 30,5 cm, sondern 28 cm betragen hatte, daher stimmten die Ergebnisse der eingereichten statischen Berechnung mit der Wirklichkeit nicht überein. Die Berechnung der Schub- und Haftspannungen war unterblieben, auch

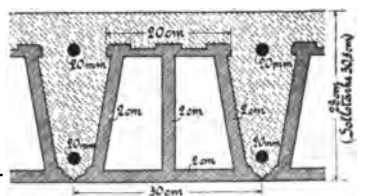


Abb. 124.

1) B. u. E. 1914, S. 271. — 2) S. auch Ergänzungsband II, S. 72. — 3) B. u. E. 1915, S. 120.

waren an der Einspannungsstelle die Hohlsteine nicht durch den vollen Beton ersetzt. Berücksichtigt man, daß die Decke, soweit sich feststellen ließ, einseitig eingespannt war, so findet sich für Eigengewicht $\sigma_b = 98$ kg/cm² und $\sigma_e = 1870$ kg/cm²; für Vollast $\sigma_b = 211{,}7$ kg/cm² und $\sigma_e = 4040$ kg/cm². Danach hätte diese Decke niemals zugelassen werden dürfen. Die Berechnung und Ausführung der Decke hatte der Bauherr der ausführenden Firma überlassen.

Nach dem Bericht Nr. 17 [1]) führen die Sachverständigen den Einsturz übereinstimmend auf die schlechte Ausführung und die falsche Berechnung zurück. Die Bauleitung hatte ein Architekt, die Ausführung der Eisenbetonarbeiten ein Maurermeister, die Berechnung der Hohlsteindecke wurde von einer Eisenbetonunternehmung aufgestellt und erhielt den baupolizeilichen Vermerk: „Die Genehmigung kann erteilt werden, die Eisenbetonkonstruktionen sind jedoch noch statisch nachzuweisen". Der Architekt, dessen Vorbildung für Eisenbetonbauberechnungen nicht ausreichte, überließ dem Maurermeister die Nachprüfung und drängte, als dieser keine Bedenken hatte, die Decke in der vorgeschlagenen Weise auszuführen, auf beschleunigte Fertigstellung. Die Berechnung war jedoch tatsächlich falsch und ergab zu geringen Eisenquerschnitt. Die Decke über dem zweiten Stockwerk wurde von einem nach militärischer Einziehung der zuerst beschäftigten Maurer eingestellten Polier ausgeführt. Der Beton wurde einmal trocken und einmal naß gemischt, der verwendete Sand hatte lehmige Beimengungen, und die Decke war während eines achttägigen starken Regens der auslaugenden Wirkung des durchtropfenden Wassers ausgesetzt. Die Decke stürzte beim Entfernen der Schalungsstützen ein; die einzelnen Stampfschichten der in ihr enthaltenen Verstärkungsrippe hatten sich beim Einsturz völlig voneinander abgeschält.

In Nordamerika, wo die Verwendung von Hohlziegeldecken zwischen I-Trägern schon früher eine allgemeine war, hat auch der Gebrauch von Hohlziegeln in Verbindung mit Eisenbetonträgern einen so großen Umfang angenommen, daß die meisten größeren Unfälle Deckenkonstruktionen dieser Art aufweisen. Es wäre aber ein Unrecht, wenn man für sie diesen Umstand verantwortlich machen wollte, wie beispielsweise bei dem Einsturz des Alameda-Hotels in Kansas City, Mo., auf den wir nochmals zurückkommen wollen, ebenso wie bei dem Einsturz eines Flügels der Kodak-Gesellschaft, Rochester N.-Y., auf den bereits oben hingewiesen wurde, auf das Harper Memorial-Gebäude der Universität in Chicago,[2]) wo sieben Decken durchschlagen wurden u. a. m. Zur Erklärung dieser und mancher anderen Vorfälle sei das sogen. Konzessionärunwesen kurz besprochen. Dies ist eine von Hennebique bevorzugte Einrichtung, auf Grund deren eine große Planfabrik in Paris entstand, der sich später mehrere Filialen angliederten, deren Aufgabe es war, alle jene Firmen, die kein eigenes Konstruktionsbureau hatten, mit Plänen zu versehen. Während Hennebique, der das Hauptgewicht auf eine sorgfältige und gewissenhafte Ausführung gelegt hat, in der Auswahl der Konzessionäre einigermaßen vorsichtig vorging, so daß die aus dieser Trennung von Entwurf und Ausführung sich ergebenden Nachteile nicht so deutlich zutage traten, haben viele seiner Nachahmer die damit verbundene Gefahr nicht beachtet. Es wurden auf diese Weise Unternehmer zur Ausführung von Eisenbetonbauten veranlaßt, die der Sache vollständig fremd gegenüberstanden. In Europa waren dies hauptsächlich Konstruktionsbureaus, die auf diesem Umweg ihre Erfindertätigkeit fruchtbringend gestalten wollten. Gemeingefährlich waren dabei eigentlich nur jene Erfinder, die unbrauchbare Patente an den Mann gebracht haben, obwohl ihre Tätigkeit weniger mit Bauunfällen als meist mit Enttäuschungen der betreffenden Käufer geendet haben. Viel ärger haben es

[1]) B. u. E. 1918, S. 68. — [2]) B. u. E. 1911, S. 207 u. Eng. Rec. v. 29. Mai 1911.

die amerikanischen Gesellschaften getrieben, die sich den Verkauf von Sondereisen der dort so beliebten Knoteneisen für Eisenbeton zur Aufgabe gemacht haben. Um ihren Zweck zu erreichen, der einzig und allein von recht viel Tonnen Sondereisen bestand, wurde dem kaufmännischen Bureau ein Konstruktionsbureau angegliedert, das aber in keinem Falle durch seinen Rat dem angestrebten Zweck hinderlich sein durfte. Nun wurden wahllos Aufträge für Bauten erstanden und diese auf Grund der eigenen Pläne, die den Gebrauch von Sondereisen vorschrieben, an den Nächstbesten weitergegeben. Mit der Lieferung der geringsten Eisenmenge zum höchsten Preise war die Sache für diese Unternehmung erledigt. Es ist bezeichnend, daß die meisten beschriebenen Unfälle aus Nordamerika in eine Zeit der Hochkonjunktur fallen, in der alle Eisenfirmen, die den Eisenbeton nur als kaufmännischen Ausbeutungsgegenstand behandelt haben, ausgiebig Gelegenheit fanden, sich zu betätigen, ohne Rücksicht darauf, ob die dabei mitwirkenden Ingenieure diesen Anforderungen gewachsen waren. Es darf nicht übersehen werden, daß diese Art von Konzessionären gewöhnlich bereit sind, einen Eisenbetonbau um jeden Preis zu übernehmen. Solchen Erscheinungen gegenüber hat die gewissenhafte Eisenbetonunternehmung einen harten Stand. Sie wird nie mehr Arbeiten übernehmen, als sie mit dem Stab ihrer erfahrenen Ingenieure zu leisten imstande ist. Es sagt also noch nicht genug, wenn man wie bei dem eingangs angeführten unerhörten Fall in Rochester (S. 105) nachgewiesen hat, daß man mit den überwachenden „Ingenieuren" nicht gespart hat. Ein solches Sonderfach verlangt auch ein Sonderwissen, und das können die Herren Fachgenossen, die sich dort betätigt hatten, unmöglich besessen haben. Eine Firma, die einen erfahrenen „Spezialisten" verwendet, wird daher notwendigerweise höhere und feste Preise fordern; sie allein ist imstande, solche traurigen Erscheinungen zu verhindern, wie sie dieser und der folgende Abschnitt beschreiben, und schon deshalb paßt für den Eisenbeton die Vergebung an den „Bestbieter" nicht.

In dieser Gruppe wären noch jene Vorkommnisse zu erwähnen, bei denen der Konstrukteur sich über die Bedingungen nicht klar geworden ist, für die er sein Bauwerk zu entwerfen hat. Ein Vorfall dieser Art mit gutem Ausgange war der folgende. Eine Firma hatte die übrigen Eisenbetonfirmen mit Eisenplänen wesentlich unterboten, und zwar, wie es sich herausstellte, in der Weise, daß sie die Nutzlast recht knapp berechnet, die höchsten Beanspruchungen eingesetzt und keinen Zuschlag auf den Stoß der Maschinenbelastung vorgesehen hatte. Wie Abb. 125 zeigt, hatte sie 50er Unterzüge und darüber 16er I-Träger verwendet. Die Rechnung hatte auf den Beton der Einbetonierung eben keine Rücksicht genommen. Als ich einerseits die Rechnung als unrichtig bezeichnen mußte, so kam doch anderseits in Frage, ob durch diese Vermehrung der Trägerhöhe eine nicht wesentliche Erhöhung der Tragfähigkeit der Eisenträger eingetreten ist. Dagegen sprach nur der Umstand, daß die Verbindung zwischen dem Beton und den Eisenträgern keine zielbewußte gewesen ist. Ich ließ also den Versuch entscheiden; dieser ergab unter einer doppelten Gesamtlast eine so bedeutende Verminderung der Durchbiegungen, daß ich den oben erwähnten Mangel in den Rechnungsunterlagen als behoben ansehen konnte.

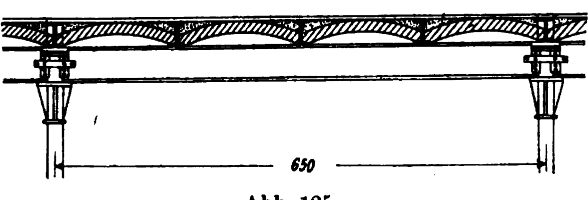


Abb. 125.

Es sei noch ein Beispiel hervorgehoben, wo die Unklarheit des Begriffs „Nutzlast" zu einer fehlerhaften Konstruktion geführt hatte. Der Unternehmer hatte gemäß seinem

Auftrag eine Decke für 500 kg/m² Nutzlast hergestellt. Der Bauherr hatte auf diesem Boden eine Beschüttung und einen Bretterboden von 250 kg/m² Gewicht herstellen lassen, der Boden hatte daher ein Manko an Tragfähigkeit, das vielleicht auch hier unbeachtet geblieben wäre, wenn nicht ein ganzer Rattenkönig anderer Vorkommnisse hinzugekommen wäre, die schließlich mit der Abtragung und dem Neubau der Decke endeten. Der Fehler des Unternehmers bestand darin, daß er sich nicht genau über die Art der Nutzlast und ihre Verwendung unterrichtet hatte und so eine Decke ausführte, die für einen Wohnraum bestimmt, d. h. halb so stark, eigentlich mit 250 kg/m² gebaut war, während der Bauherr eine Magazindecke von 500 kg/m² beabsichtigte.

Beispiele dieser Art ließen sich selbstverständlich bis ins Unendliche fortspinnen. Zur Kennzeichnung der Möglichkeiten muß das Gesagte genügen.

Auch die neueste Bauweise auf dem Gebiete des Deckenbaues, die sogen. Pilzdecke, hat bereits ihren Bauunfall zu verzeichnen.[1]) Ich habe bereits an früherer Stelle hervorgehoben, daß ich Bauunfälle mit unerprobten neuen Bauweisen für alles andere, nur nicht für eine Schande jener Baukreise ansehe, die sich diesen Unfällen aussetzen, und jene Vorsicht für wenig nachahmenswert halte, die das Rezept befolgt, den technischen Fortschritt und die damit verbundenen Bauunfälle anderen Ländern zu überlassen und erst die abgeklärte Wissenschaft von jenen zu übernehmen. In welchem Maße uns hierin die Amerikaner überlegen sind, beweist der Vorgang auf dem Gebiete des Pilzdeckenbaues und der damit inzwischen erzielten Fortschritte. Genau so wie beim Beginn des Eisenbetons, als die Berliner Baupolizei die Ausführung von Eisenbetonsäulen nicht zuzulassen geglaubt hat, weil deren rechnungsmäßige Behandlung noch nicht einwandfrei feststehe, haben verschiedene Baubehörden gegen diese neue Deckenbauweise ins Feld geführt, daß die rechnungsmäßige Behandlung der Bauweise noch nicht feststehe. Die Schwierigkeiten der theoretischen Bewältigung aller damit zusammenhängenden Fragen sind so groß, daß wir wahrscheinlich noch einige Zeit werden warten müssen, bevor wir zu einer einfachen und einwandfreien Berechnung gelangen werden. Die amerikanischen Fachleute haben den Weg eingeschlagen, daß sie mit den Faustregeln angefangen haben. Sie haben sich nicht gescheut, diese von ihnen aufgestellten Rechnungsverfahren in der Praxis einzuführen, auf die Gefahr hin, daß diese sie zu einem Schiffbruch führen könnten, aus dem dann erst andere die Belehrung schöpfen würden, inwieweit ihre erste Annahme unrichtig gewesen ist.

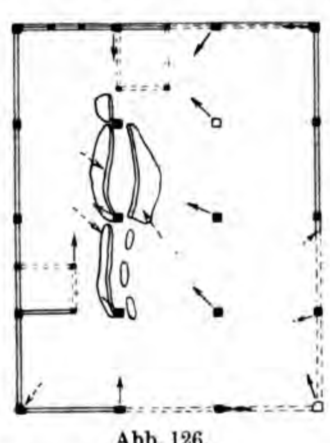


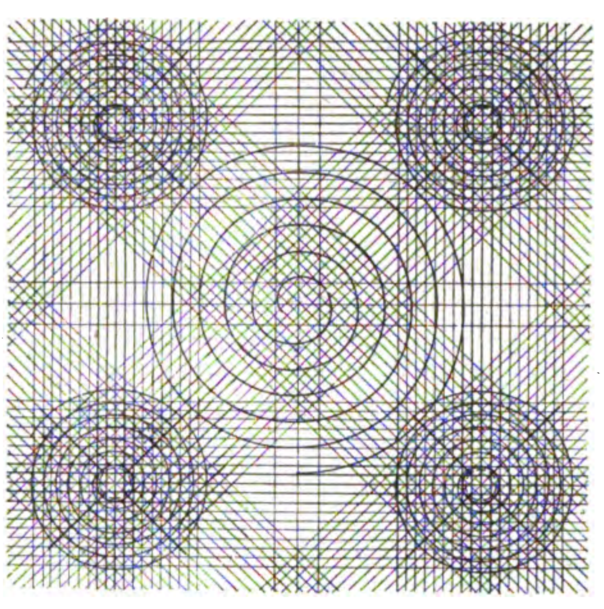
Abb. 126.

Die Abb. 126 bis 128 stellt eine beim Press-O-Lith-Gebäude in Indianapolis[2]) ausgeführte Pilzdecke dar, welche zu Beginn des Jahres 1912 eingestürzt ist; daß auch bei diesem Unfall die Kälte eine Rolle spielt, scheint außer Zweifel. Die Ausführung des Bauwerks war jedoch auch insofern fehlerhaft, als für die Einspannung der Platte am Kopf der Säule, wie die Abb. 128 zeigt, ungenügend vorgesorgt war. Man beachte die Lage der aufgebogenen Eisen in der Ausführung. Die Art des Einsturzes zeigt Abb. 126.

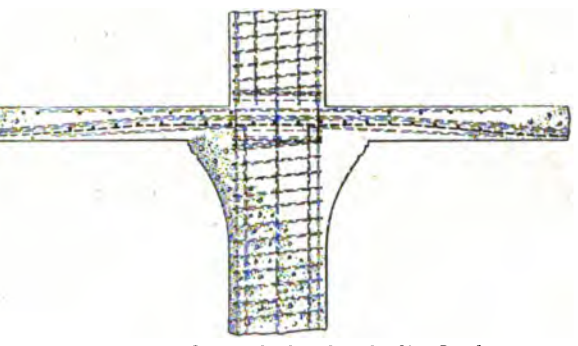
Die Auffassung, daß bei einer neuen Bauweise zuerst Theorie und Berechnung klargelegt sein soll, bevor sie zum Gebrauch als zulässig angesehen werden darf, kann

[1]) Siehe auch B. u. E. 1921. Heft 1, S. 17.
[2]) Eng. News 1912, S. 261 u. 404.

wohl heute als abgetan angesehen werden. Den ersten Stoß hat diese theoretische Überhebung hierzulande durch die Bauvorschriften erfahren, die in Zweifelfällen die Belastung des Bauwerks als entscheidend für seine Güte vorgeschrieben haben. Diese Entscheidung hat eine ihren Wert in Frage stellende Einschränkung auf eine Belastung in der Höhe der Nutzlast erfahren. Es sei hierbei auf das Verhalten aller jener Konstruktionen erinnert, die sich bis knapp vor dem Bruch scheinbar vollständig zuverlässig verhalten, die also nicht eine Art Fließgrenze oder zum wenigsten deutlich wahrnehmbare Brucherscheinungen zeigen. Dies gilt insbesondere für alle Konstruktionen mit unzureichendem Verbund. Bevor die Haftfestigkeit überwunden ist, zeigen sich keine Anzeichen, dagegen wenn das Eisen im Beton sich in Bewegung setzt, so ist kein Aufenthalt mehr, und die Konstruktion wird rasch zusammenstürzen. Es ist also möglich, daß die scheinbar tadelfrei abgeführte Belastungsprobe, nur jene Grenze angibt, bei der die Bruchlast nahezu erreicht wurde und bei der es nur einer entsprechenden Zahl von Wiederholungen bedarf, um die Zerstörungen und den Zusammenbruch herbeizuführen.


Abb. 127. Pilzdecke.

Aus diesen Gründen habe ich diesen durch die Vorschriften gebilligten Beweis der Güte eines Bauwerks nie als stichhaltig anerkannt und dort, wo ich selbst mitzureden hatte, immer eine entsprechende Überschreitung, womöglich eine Bruchprobe gefordert. In diesem Sinne liegt über mein Ersuchen eine Entscheidung dem Ministerium für öffentliche Arbeiten in Berlin über die Verwendung von Säulen u. ä. Bauteilen aus umschnürtem Gußeisen vor.[1]) Wie nötig dies in allen Zweifelsfällen ist, beweist ein Vorfall bei einem Schulbau in Wien - Floridsdorf. Die bei diesem Bauwerk angewendete Gießhammer-Decke findet sich in B. u. E. 1910, S. 255 ausführlich beschrieben. Es sind fertige Balken (Abb. 129), die ohne Zweifel ein durchaus verdienstvolles Bauverfahren darstellen, deren Ergebnis jedoch eine sorgfältige Ausführung verlangt. Es hatten sich bei diesem Schulbau verschiedene kleine Schäden bei der Verlegung eingestellt, die zu Bedenken Anlaß gegeben haben. Um ein zuverlässiges Urteil über die Güte der fertigen Betonbalken zu erhalten, ließ ich zwei davon aus


Abb. 128. Querschnitt durch die Säule.

[1]) B. u. E. 1916, S. 69.

dem Bau entnehmen und unterzog sie einer Bruchprobe (Abb. 130). Diese Balken sind bei einer geringen Überschreitung der zulässigen Last, die einer rechnungsmäßigen Haftspannung von 4,5 kg/cm² noch nicht entsprach, eingestürzt. Ich habe daraufhin die Entfernung und den Ersatz aller Träger verlangt. Der Fehler bestand darin, daß die fertigen Träger im Stücklohn hergestellt worden waren, und daß der betreffende Arbeiter in dem Bestreben, recht viel zu leisten, die Ausführung nicht planmäßig bewerkstelligt hatte. Die Bewehrung der Träger besteht aus einem Flacheisen mit Kerben, in welche Bügel eingehängt werden sollen, die die Zugfestigkeit des Eisens zur Geltung bringen.[1]) Diese Bügel waren zwar alle da, aber sie waren nicht in die Kerben eingehängt, also unwirksam. Eine Probebelastung dieser Decke nur mit der Nutzlast hätte gewiß ein zufriedenstellendes Ergebnis geliefert. Ich möchte dies deshalb hervorgehoben haben, um darzulegen, daß es nicht angeht, neue Deckenbauweisen auf Grund einer einfachen Probebelastung in der Art von Schauversuchen als erprobt gelten können. Erst ihre baumäßige Verwendung kann als entscheidend angesehen werden. Man muß sich weiter vor Augen halten, daß unsere Vorschriften in vielen Fragen in kurzer Weise zusammengefaßte Regeln darstellen, die nur für die Mehrzahl der Fälle, aber nicht auch auf jeden Ausnahmefall passen, so daß man also bei solchen Ausnahmefällen schärfere Erwägungen anstellen muß.

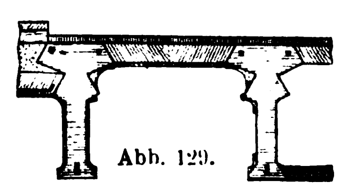

Abb. 129.


Abb. 130.

Als ein Beispiel dieser Art sei eine Geländerbrücke aus den Alpenländern erwähnt. Abb. 131 zeigt diese Brücke vor ihrer Betonierung. Aus dem Bilde ist ersichtlich, daß versucht wurde, dem Druckgurt durch Umschnürung und ausgiebige Eisenbewehrung die nötige Festigkeit zu geben. Die Brücke hat sich bei ihrer Ausschalung auf das Gerüst hinabgesenkt und mußte nochmals hergestellt werden, wobei unter Vermeidung der zuerst gemachten Fehler ein einwandfreies Ergebnis erzielt wurde. Der Ort, wo die Brücke steht, ist selbst im Hochsommer von einer solchen Kälte, daß man die Luftwärme in der Nähe von 0° annehmen kann. Dieser Umstand, vielleicht auch ein gegen niedrige Wärmegrade empfindlicher Zement war Schuld daran, daß der Beton beim Ausschalen nur eine geringe Festigkeit besessen hat. Nunmehr erlaubt die Vorschrift, bei entsprechender Umschnürung und Bewehrung eines Querschnittes die Beanspruchung zu verdoppeln. Man muß nur bedenken, daß dieser hohen Beanspruchung bei weichem Beton eine Zusammendrückung entspricht, die weit mehr als jene beträgt, die der Fließgrenze des Eisens entspricht. Das erste Zeichen für den Unfall bestand im vorliegenden Falle darin, daß ein auf den Druckgurt außerhalb der

[1]) S. Forscherheft a. d. Gebiete des Eisenbetons Nr. 5.

Umschnürung zufälligerweise gelegtes kurzes Stück Rundeisen, welches also einbetoniert wurde, ohne umschnürt worden zu sein, sofort nach der Ausschalung sich durch den Beton hindurch bemerkbar machte und nach außen zu herausknickte, ein Zeichen, daß in ihm Zusammendrückungen aufgetreten sind, die seine Fließgrenze überschritten haben. Die übrigen umschnürten Eisen waren an einem derartigen deutlichen Protest gehindert, waren aber außerstande, eine über die Fließgrenze hinausgehende Größe der Zusammendrückung aufzunehmen, so daß in der Folge der Beton den ganzen Rest der Belastung getragen hat. Nun hat die Umschnürung zwar zur Folge, daß der Beton größere Druckkräfte aufnehmen kann, er tut dies jedoch nur begleitet von ganz bedeutenden Formänderungen. Die Formänderungen bestanden in diesem Fall darin, daß die Brücke sich



Abb. 131. Geländerbrücke.

auf das Gerüst hinabgesenkt hatte und, wenn das Gerüst nicht dagewesen wäre, herabgestürzt wäre. Auch dieser Fall wäre wahrscheinlich nicht eingetreten, wenn man bei der Ausführung des Bauwerks den Einfluß der Luftwärme auf die Festigkeit des Betons berücksichtigt hätte. Das Bild gibt auch ein gutes Beispiel für eine Übersättigung von Betonquerschnitten mit Eisen.

Im Anschluß an die Ausführung über den Balken diene die Abb. 132 als Fortsetzung der im Eingang dieses Kapitels gegebenen Erörterung darüber, wie wenig Beachtung man im Gewölbebau dem Horizontalschub schenkt. Im vorliegenden Falle[1]) war es eine vorgebaute Einfahrt der neuen Polizeidirektion in New York City, deren Ruinen die Abbildung darstellt. Die Einfahrt bestand aus einem massiven Quaderbau, der mit einem flachen Ziegelbogen bedeckt war. Dieser hatte 7 m Spannweite und 90 cm Stich. Der Bau war oben als Balkon abgedeckt. Trotz dieser günstigen Verhältnisse, die dem Architekten die Anbringung von kräftigen Horizontalschließen als überflüssig erscheinen ließen, rächte sich der Umstand in der aus Abb. 132 deutlich ersichtlichen Weise durch Hinausdrücken der beiden Seitenwände und vollständigen

[1]) S. Cement Age 1908, S. 347.

Einsturz des Bogens. Ich brauche wohl nicht hervorzuheben, daß sich dieser Fall im Hochbau häufig wiederholt, und es ist höchst wahrscheinlich, daß dieselben Abmessungen, die bei dem eingestürzten Bogen angewendet waren, in hundert anderen Fällen halten werden, bloß weil mehr Gewicht auf den Widerlagmauern liegt. Das gibt uns auch einen Maßstab der dabei zugrunde gelegten Sicherheit. Die Sicherheit eines Mauerwerkbogens ist weniger im Gewölbe selbst, als in der Unverrückbarkeit der Widerlager zu suchen, was ja in gewisser Hinsicht allgemein gilt, jedenfalls aber verträgt ein Eisenbetonbogen stärkere Bewegungen als ein gleicher Bogen in Mauerwerk. Das Eisen hat dabei nicht nur die Aufgabe, Zugspannungen aufzunehmen, sondern auch den Verband im Falle einer Bruchfuge zu sichern. Eine ganz eigenartige Stellung nehmen die sogen. Flachbogen ein, die ein Mittelding zwischen Träger und Bogen darstellen. Die meisten nach dieser Bauweise hergestellten Hohlziegeldecken zwischen Unterzügen leiten ihre wirtschaftliche Überlegenheit nur aus dem Umstand ab, daß man von ihnen nicht die Einhaltung der Sicherheit fordert, die eine entsprechend starke Eisenbewehrung zum Zusammenhalten der beiden I-Träger erfordern würde. Bei einer einigermaßen sorgfältigen Ausführung kommt es bei diesen kleinen Spannweiten nur selten vor, daß ein derartiges Deckenfeld herausfällt. Es sei bei dieser Gelegenheit auf die einwandfreien Versuche mit solchen Hohlziegeln, Eisenträgern oder Eisenbetonträgern, ausgeführt vom Wiener Stadtbauamt (Ing. Zeugswetter), verwiesen.[1]) Die der Probe unterzogene Erfindung forderte, wie das bei solchen Bauten üblich ist, nur die Anordnung von Schließen im Endfelde (siehe auch Abb. 1). Es wurde demnach eine Decke genau nach den Vorschlägen des Erfinders hergestellt und durch einen Bruchversuch auf seine Sicherheit erprobt. Trotz der bei jeder derartigen Vorführung geübten Sorgfalt betrug die Gesamttragfähigkeit nur den dritten Teil dessen, was man zu fordern für



Abb. 132.

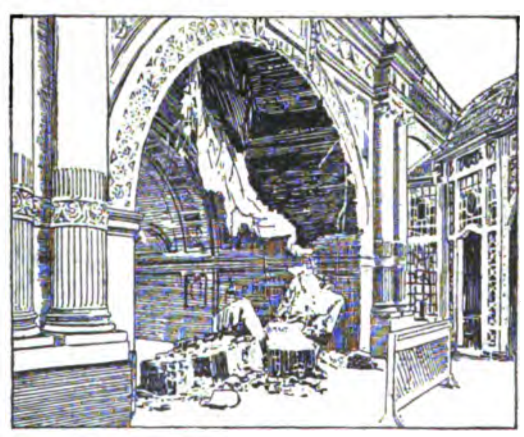


Abb. 133.

[1]) B. u. E. 1919, S. 330.

nötig fand. Man hat für die Konstruktion eine vierfache Sicherheit behauptet, nachgewiesen wurde nur eine 30 prozentige Überschreitung.

Als ein Beispiel dessen, was bei einem Mauerwerkbogen vorkommen kann, diene ein Hinweis auf den Unfall des gewiß sehr kräftigen Bogens der Berliner Stadtbahn, Abb. 133,[1]) wo ein Stück aus dem Bogen herausgefallen ist, ein Unfall, den eine Bewehrung zu verhindern imstande gewesen wäre.[2])

Die Abb. 134 stellt eine Gewölbebrücke aus dem Westen von Nordamerika dar, wo man zwei Bogen von verschiedener Spannweite auf einen gemeinsamen Mittelpfeiler gestellt hat, eine Anordnung, die zum Umkippen der Pfeiler führen mußte. Das gleiche ist bei einer das Kräftespiel nicht richtig berücksichtigenden Ausbildung der Endwiderlager möglich. Ihre Ausführung ist eine wichtige Aufgabe des denkenden Ingenieurs, der sie zufriedenstellend und wirtschaftlich zu lösen imstande ist.

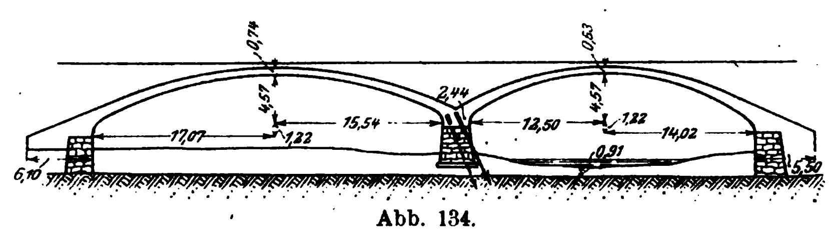


Abb. 134.

Man soll natürlich versuchen, bei mehreren sich folgenden Bogen die Horizontalschübe entsprechend auszunutzen, insbesondere dort, wo es sich um Anwendungen wie z. B. Behälterdecken handelt, ist die damit verbundene Wirtschaftlichkeit bis zur äußersten Grenze erlaubt, weil solche Decken einen Raum überdecken, bei dem weder unterhalb noch oberhalb davon Menschenleben in Frage kommen, und weil die gleichmäßige Belastung und Temperatur eine Störung dieses Gleichgewichts unwahrscheinlich machen. Doch hat sich gerade auf diesem Gebiete einer der größten Bauunfälle ereignet, der in erster Linie dem Umstande zuzuschreiben ist, daß man dort sich dessen nicht hinreichend bewußt war, daß alle jene vorteilhaften Voraussetzungen erst nach Vollendung des Bauwerks eintreten. Beim Bau jedoch besteht die Gefahr, daß, wenn eins der Gewölbe aus dem Gleichgewicht gebracht wird, das Ganze wie ein Kartenhaus zusammenstürzt und alle dabei Beschäftigten begraben werden.[3])

Ich möchte auf diesen Fall näher eingehen, weil er ein Beispiel dafür ist, auf welche Abwege Unterbietung führt, die eine der wichtigsten Ursachen für Bauunfälle darstellt, ohne daß es möglich wäre, auf diesen vielgestaltigen Gegenstand nochmals zurückzukommen. Ich bemerke ausdrücklich, daß das vorliegende Beispiel einen Fall darstellt, wo die Teilnehmer bemüht waren, eine sachlich einwandfreie Lösung zu finden, und wo durchaus anerkannt wurde, daß der Ersteher des Baues diesen mit aller Sorgfalt durchgeführt hatte. Wenn also hier die gefährliche Anordnung so schreckliche Folgen hatte, so kann man sich wohl denken, was entstehen mag, wenn der Voranschlag des Unternehmers eine Sparsamkeit mit bezug auf Güte vorsieht oder nach dem Zuschlag eine nachfolgende Erwägung den glücklichen Mindestbieter hierzu zwingt; denn auch der Mann will ja verdienen, das ist auch sein gutes Recht, und man sollte es ihm nicht durch Annahme sinnloser Mindestangebote unmöglich machen, dies auf geradem Wege zu erreichen.

[1]) B. u. E. 1907, Heft VII, S. 187.

[2]) S. hierüber auch Bericht über den Belastungsversuch mit einem Dreigelenkbogen vom Ausstellungsplatz in Düsseldorf, wo ein viertes Gelenk herausbrach.

[3]) S. Handbuch 1. Aufl., IV, Teil 3, S. 203, Abb. 59.

Die spanische Regierung hatte beim Wettbewerb zur Herstellung der Decke des Behälters „Isabella II." in Madrid dem Unternehmer die größte Freiheit gelassen. Es waren im ganzen 14 Angebote eingelaufen. Das teuerste machte den Versuch, die Aufgabe in Mauerwerk zu lösen. Die übrigen 13 Lösungen benutzten Eisenbeton. Sie zerfallen in drei Gruppen, wenn man noch von dem Vorschlage nach Bauweise Matrai absieht, der sich nicht gut einreihen läßt. Hiervon sind fünf Vorschläge in Plattenbalken, deren Kosten zwischen 3¼ und 1,9 Millionen Francs betrugen, drei Entwürfe mit einer Platte auf gekrümmten Trägern, etwa derselbe Preis, und endlich vier Entwürfe in Gewölben, deren Preis zwischen 2 Millionen und 1,56 Millionen Francs ausmachte.

Diese Ziffern bringen den Vorteil zum Ausdruck, der durch die Verwendung von Gewölben durch die erwähnte Ausnutzung des Horizontalschubes erzielt wird. Unter-

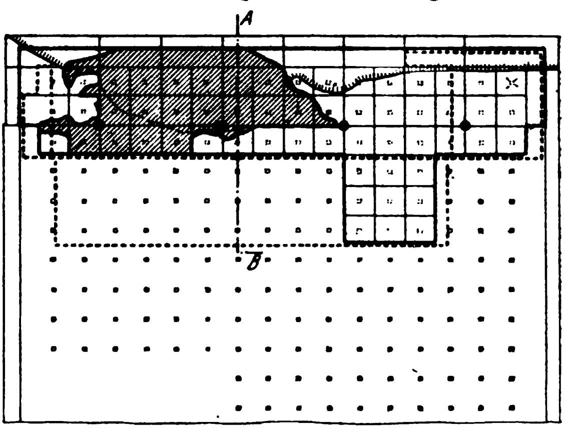


Abb. 135.

einander verglichen, hatte der niedrigste Bieter ganz besondere Anstrengungen gemacht, um die Kosten herabzusetzen. Er hatte seine Gewölbe so entworfen, daß eine ungehinderte, rasche und billige Massenherstellung dieser Riesenfläche möglich gewesen war, und zwar durch eine bewegliche Einrüstung, die auf einem Gleise fortbewegt werden konnte (Abb. 135). Hierbei war ihm natürlich jede Querverbindung hinderlich, doch unterließ er sie erst, nachdem er sich durch l e h r r e i c h e Bruchversuche und durch den Hinweis auf früheren Ausführungen von der Richtigkeit und Ungefährlichkeit dieser Anordnung überzeugt hatte. Wir sehen also einen Unternehmer vor uns, dessen wissenschaftliche Gewissenhaftigheit kann niemand in Zweifel ziehen. Alle vier Entwürfe hatten eine nahezu gleiche Grundrißeinteilung. Der eine hatte Kreuzgewölbe vorgesehen, zwei hatten einen Trägerrost, auf dem die Tonnengewölbe aufruhen, und der billigste nur Träger in einer Richtung ohne einen richtigen Querverband. Wir werden auf denselben Vorfall gelegentlich der Wärmedehnungen nochmals zurückkommen. (Abb. 175 auf S. 188.)

Um hier gleich die Frage des Gewölbes abzutun, soweit andere Einflüsse als die Fundamente in Frage kommen, sei auf ein Vorkommnis in England verwiesen, wo bei einem durchlaufenden Bogen ein kleiner Bauunfall, der eine einseitige Entlastung zur Folge hatte, den Einsturz einer ganzen Reihe von Nachbarbogen herbeigeführt hat.[1])

Auch auf diesem Gebiete ergibt eine Durchsicht der amerikanischen Fachliteratur reichlichen Stoff. An dieser Stelle sei noch der Einsturz des Filterbehälters (Abb. 136 u. 138) in Montebello erwähnt. Eng. News vom 27. September 1913 geben eine fesselnde Übersicht über eine große Zahl derartiger in den Vereinigten Staaten und Canada gebauten Behälterdecken, auf Grund deren zunächst nachgewiesen wird, daß die gewählten Abmessungen bei einer großen Zahl ausgeführter Bauten vorhanden sind. Der Bericht weist ferner nach, daß auch die Ausführung des Betons eine einwandfreie war, und gibt hinsichtlich einer behaupteten vorzeitigen Ausschalung an, daß diese am 16. September begonnen hatte und am eingestürzten Teil am 25. September beendet war, wobei der Beton in dem Teile, von dem der Einsturz ausgegangen zu sein scheint, 20 bis 40 Tage alt war. Der Bericht behauptet auf Grund dieses Alters schlankweg, daß von einem vorzeitigen Ausschalen nicht die Rede sein könne. Als eigentlicher Grund des Einsturzes wird die frühzeitige Belastung durch Anschüttung angegeben, bevor noch die Möglichkeit bestand, daß der durch die Belastung erzeugte Horizontalschub auf allen Seiten aufgenommen wurde. Abb. 136 zeigt den Grundriß. Darin sind durch besondere Umfangslinien die Teile, die vollendet waren und die verschalt waren, und schließlich die, über denen die Arbeiten noch nicht begonnen hatten, besonders ersichtlich gemacht. Man ersieht daraus, daß der Hauptanlaß des Einsturzes auf die Absicht des Unternehmers, wirtschaftlich zu bauen, zurückzuführen ist; er hat versucht, die Schalungen tunlichst rasch zu entfernen, um sie nochmals benutzen zu können. Abb. 138 zeigt den eingestürzten Teil, der im Grundriß durch Schraffur und kräftige Umrahmung ersichtlich gemacht ist. Die im Grundriß als nördlich bezeichnete Mauer ist auf dem Bilde links zu ersehen.




Umfang der fertigen Decke.
„ des Einsturzes.
„ der Schalung.
„ der Überschüttung.
Säulen unter der Decke.
„ , welche keine Bewegung zeigen.
„ , welche eine Bewegung aufweisen.
„ , welche ohne Decken fertiggestellt, vom Einsturz nicht beeinflußt wurden.

Abb. 136. Filterdecke in Montebello.

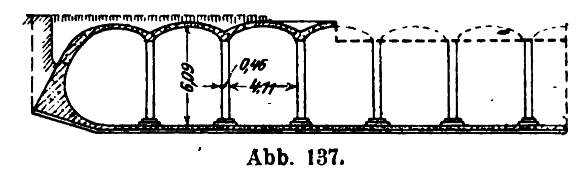


Abb. 137.

Die amtliche Statistik gibt uns zwei derartige Fälle an. Der Bericht Nr. 9[2]) behandelt eine gewölbeartige Decke, in welcher Eiseneinlagen in genügender Zahl

[1]) S. auch B. u. E. 1921, Heft 2/3 „Verheerende Wirkung eines Murganges“ von Ing. Th. Güdel.
[2]) B. u. E. 1914, S. 319.

vorhanden waren; an beiden Auflagern fehlte dagegen die obere Bewehrung. Der Beton scheint ungleichmäßig gewesen zu sein; am rechten Auflager zeigte er ein dichtes Gefüge, an der Bruchstelle war er sehr löcherig. Zur Zeit des Unfalles soll der Beton noch nicht genügend erhärtet gewesen sein, wenngleich er schon fünf Wochen alt war (siehe Abb. 74, S. 111).

Einen weiteren Fall enthält der Bericht Nr. 15.[1]) Es handelte sich um eine gewölbte Eisenbetondecke von 12,5 m Spannweite (Abb. 139). Über der Decke befand sich ein eisernes Dachgerüst, in dessen Mitte ein fester Laufsteg angebracht war, der





Abb. 138. Einsturz in Montebello.

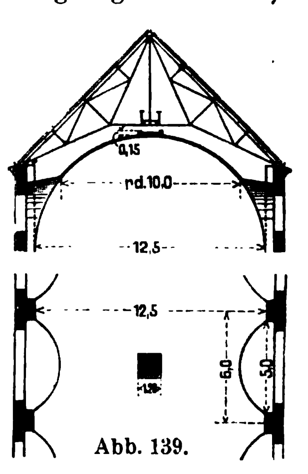



Abb. 139.

über die Decke hinwegführte, ohne mit ihr in Verbindung zu stehen. Mit der Ausführung der Decke wurde der Mindestfordernd , Unternehmer A, betraut. Es wurde verlangt, daß das Gewölbe außer dem Eigengewicht eine Nutzlast von 80 kg/m² tragen sollte; hiervon durften 50 kg/m² durch Hängeeisen auf die drei eisernen Dachbinder übertragen werden; im übrigen sollten die Pfeiler (ohne Zuganker) den Gewölbeschub aufnehmen. Der Unternehmer übertrug die Berechnung dem Bautechniker B. B gab als notwendige Stärke 5 cm an. Die Bogeneisen lagen annähernd in der Mitte des 5 cm dicken Gewölbes. Unter Aufsicht des Betonmeisters C wurde der Beton in guter Beschaffenheit aufgebracht. Die Stärke von 5 cm wurde nicht überall innegehalten; sie sank stellenweise bis auf 2,5 cm. Einen Monat nach ihrer Vollendung wurde die Decke ausgeschalt und 14 Tage danach mit Hängeeisen an den Dachbindern aufgehängt. Einen Monat, nachdem die Hängeeisen angebracht waren, ist die Decke von unten verputzt und gestrichen worden; etwa sieben Monate nach der Ausschalung wurden im Dachraum Heizkörper an die eisernen Dachbinder angehängt und die Öffnungen durch bewegliche eiserne Klappen geschlossen. Während des Einbaues wurde die Decke aber von den Arbeitern betreten, obwohl sie nur 80 kg



Abb. 140.

[1]) B. u. E. 1917, S. 68.

tragen durfte. Die Maurer bemerkten Risse und Löcher in der Decke. Fünf Vierteljahre nach der Herstellung waren die Risse so deutlich, daß man sie von unten sehen konnte. Der Unternehmer A begab sich daher im Auftrage des Bauamts in Begleitung des Betonmeisters C in den Dachraum, um festzustellen, wie die Risse zu schließen seien. Sie betraten dabei die Decke, die bald darauf anfing einzustürzen.



Abb. 141.

Von weiteren Vorfällen sei der Einsturz eines Hochbehälters des städtischen Wasserwerks in Cassel von 1000 m³ Fassungsraum erwähnt[1]) (Abb. 140). Das Bauwerk bestand aus zwei konzentrisch ineinanderliegenden runden Kammern. Der Durchmesser des inneren Behälters betrug 20 m bei 4 m Stich. Die Kuppel hatte eine Stärke von 8 cm und hat eine Last von 5000 kg/m², das sind im ganzen 1900 t, getragen. Der Bau war fertiggestellt und die Erdaufschüttung zum Schutz gegen Frost rasch aufgetragen worden.

Aus dem Gebiete des Rahmenbaues sei der Einsturz eines Rahmens, der für die Turnhalle in Niederrad bestimmt war, auf Grund der Mitteilungen[2]) des Herrn Dr. Färber in Kürze wiedergegeben.

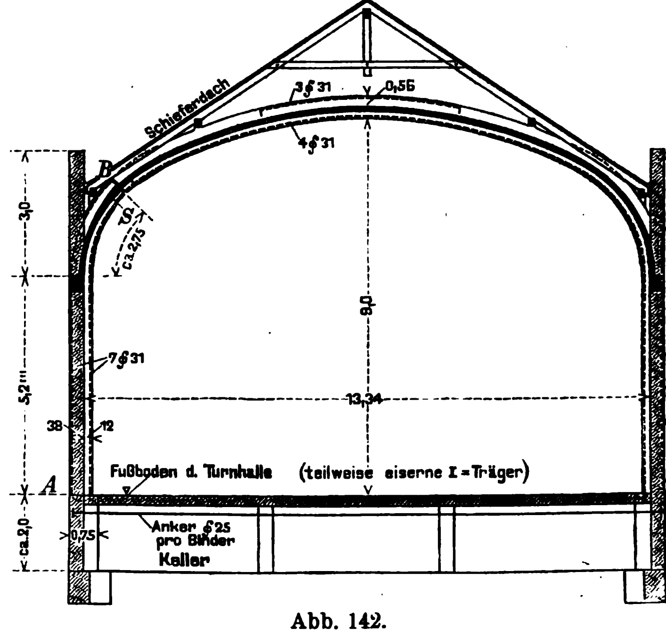



Abb. 142.

Abb. 141 zeigt die Unfallstelle; man kann ihr die abgebrochenen, in die Luft ragenden Binderstiele entnehmen. Der Einsturz ist am 23. Dezember erfolgt. Die Abb. 144 u. 145 geben die Einzelheiten der beabsichtigten Ausführung wieder. Es war ein 9 cm starkes Gewölbedach, welches von vier Bindern gestützt wurde und die Aufgabe hatte, die Last des Schieferdaches zu tragen. In der Nähe der erwähnten Bruchstelle (*B* in Abb. 135) waren sämtliche Stäbe gestoßen. Die äußere Leibung war ganz

[1]) B. u. E. 1910, S. 26.
[2]) B. u. E. 1910, S. 49.

unterbrochen und fand sich erst 3 m rechts und links vom Scheitel vor. Auch die Bewehrung der inneren Leibung war bei $B$ schwächer. Bei $A$ haben die Binderstiele ohne weitere Verbindung auf dem Fundament aufgesessen. Die Einrüstung war in zwei Geschossen vorgenommen worden. Der Binder I (Abb. 142) war bereits ausgeschalt, der Binder II abgestützt gewesen. Die Ursache des bedauerlichen Unfalles ist lediglich auf einen falschen Entwurf zurückzuführen, wenn er auch durch unsachgemäße Ausführung beschleunigt wurde. Die Abb. 143 zeigt die Folgen des Auftretens

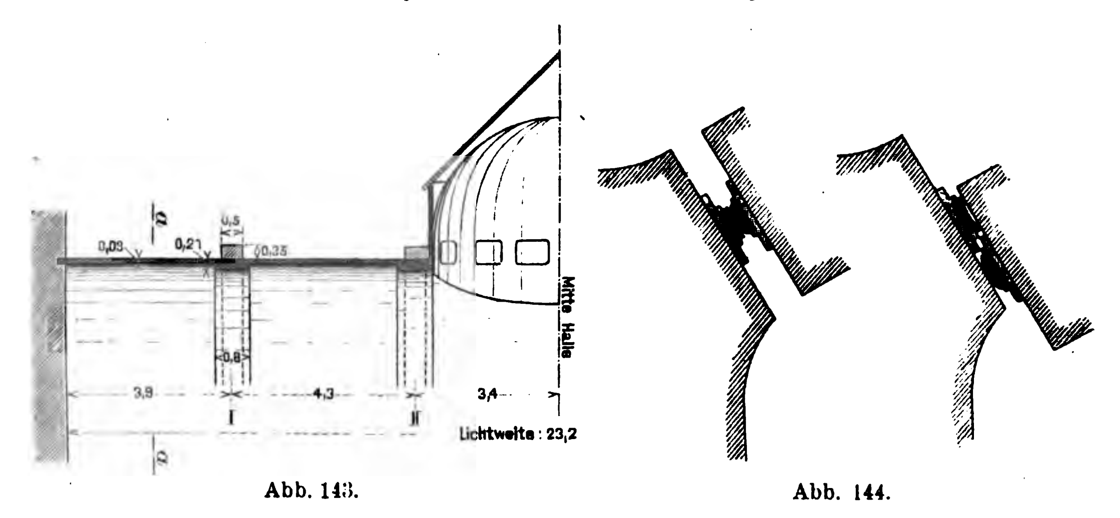



Abb. 143.

Abb. 144.

der Schubwirkung auf den Punkt $A$. Die Zerstörungserscheinungen wiederholen sich bei allen Bindern. Die Mängel des Entwurfes werden ersichtlich, wenn man sich den Verlauf der ausgleichenden richtigen Form der Bogenachse vor Augen hält und die Fehler der Bewehrung an den gefährlichen Stellen erwägt. Es sei hierzu auf die ausführliche Besprechung des Falles in der unten angezogenen Quelle verwiesen, und um schließlich auch noch ein Beispiel aus dem Gebiete der Bogenbrücken mit Gelenken anzuführen, sei der Einsturz der Maximiliansbrücke in München durch Abb. 144 in Erinnerung gebracht.[1])

### 3. Mängel bei der Ausrüstung bezw. verfrühte Ausschalung.

Die Betontragwerke sind Gußkörper, umschlossen durch eine Schalung, die bis zur Erreichung der Tragfähigkeit des Tragwerks auf einem Gerüst ruht. Dieses Gerüst muß bis zu diesem Zeitpunkt so wenig nachgiebig wie möglich sein und darf nicht vorzeitig entfernt werden.

Als Einleitung zu den weiterhin behandelten Fragen seien hier zunächst einige Unfälle mit Rüstungen angeführt, soweit sie nicht ausschließlich Sache des Zimmermanns waren, obwohl gerade solche Unfälle in der Statistik leider auch zu den Betonunfällen gerechnet werden, sobald es sich nur um ein Gerüst handelt, welches späterhin Beton tragen soll. Es wird auf diese Weise die Zahl solcher Unfälle irreführend vermehrt. Trotzdem beginnen wir der Vollständigkeit wegen mit einem kurzen Hinweis auf jene Unfälle, bei denen das Gerüst nicht genügend stark war, um die Last des weichen Betons zu tragen,[2]) obwohl auch diese Unfälle noch nicht die Eigenart eines „Beton"unfalles

[1]) B. u. E. 1904, S. 208.

[2]) Pressure of concrete against forms von E. B. Smith. Concrete 1920, London No. 7. Vortrag im American Concrete Institute.

besitzen. Der erfahrene Unternehmer wird es naturgemäß zu vermeiden wissen, daß ihm gleich zu Beginn ein solcher Unfall zustößt, und so begegnet uns dieser Leichtsinn fast nur bei neuen Unternehmungen und jungen Bauleitern. Für solche Vorkommnisse ist ein Unfall in Wien, der einer solchen jungen Firma zugestoßen ist, kennzeichnend.[1]) Die Fachleute, die diese Unfallstätte zu untersuchen hatten, glaubten zunächst, daß die Decke bereits ausgeschalt gewesen wäre und daß nur einige Notstützen übrig geblieben wären. Eine genauere Untersuchung ergab jedoch, daß die Decken durch Steher in Abständen von 3 m unterstützt worden waren, während sonst höchstens ein Abstand von 1,50 m in Frage kommt, und daß ferner fast alle Steher in höchst unvollkommener Weise gestückelt worden waren u. a. m. Wir sehen hier also ein Beispiel, wo dem Unternehmer die Erfahrung darüber abging, was eine weise Sparsamkeit zu unterlassen erlaubt und was nicht. Über einen ähnlichen Vorfall wird in Kiel[2]), in Bremen[3]) und bei einem Bau eines Schulgebäudes in Berlin, Gleimstraße, berichtet.[4]) Einen weiteren Fall dieser Art enthält der amtliche Bericht Nr. 3;[5]) dort hat man das bei Hohlsteindecken so beliebte Verfahren versucht, die Schalung auf die Zwischenräume zwischen den Steinen zu beschränken. Die Untersuchung ergab, daß die Schalung des eingestürzten, 35 m² großen Deckenteiles nur durch fünf Stützen von 10/10 cm und 12/12 cm Querschnitt getragen wurde. Alle Stützen waren bei 4,5 m Länge teils an zwei, teils gar an drei Stellen gestoßen; als Stoßdeckung dienten alte Bretter, die zum Teil geborsten waren. Ein weiterer Vorfall ist in dem Bericht Nr. 22 behandelt,[6]) indem dort gesagt wird: Beim Aufstellen der Holzrüstung für die Deckeneinschalung (Decke nachträglich angeordnet) war eine wagerechte Beanspruchung im oberen Teil des noch fast ganz freistehenden Eisenbetongerüstes unvermeidlich gewesen, und dies wurde als Grund des Einsturzes anerkannt. Da das Gebäude in größter Eile fertiggestellt werden sollte, hatte man nicht gewartet, bis die geplanten seitlichen Versteifungen des Gerüstes eingebaut waren. Ähnlich ist der Vorfall Nr. 13,[7]) wo eine im Hochbau allgemein übliche Rüstung beschrieben wird (Abb. 145). Vor dem Unfall hatte es mehrere Tage stark geregnet, vielleicht waren die Holzkeile unter den Stützen danach gequollen und hatten ein Einknicken der Stützen an der Stoßstelle herbeigeführt. Die etwas schwache Längsaussteifung mag dies begünstigt haben. Das Knicken der Stützenschar unter einem Deckenfeld und die dadurch bewirkte seitliche Verschiebung des Längsverbandes mußte die Zerstörung der übrigen Steifen nach sich ziehen. Von Vorfällen aus dem Gebiete des Bogenbrückenbaues sei ein Einsturz in Auburn (Cal.)[8]), ferner in Völklingen (Abb. 146)[9]) und schließlich jener der Corneliusbrücke in München (Abb. 147)[10]) erwähnt. Die Einzelheiten der im letzten Falle ausführlich veröffentlichten Gerichtsverhandlung geben guten Aufschluß darüber, was in dieser Beziehung alles getan bezw. verhütet werden muß.

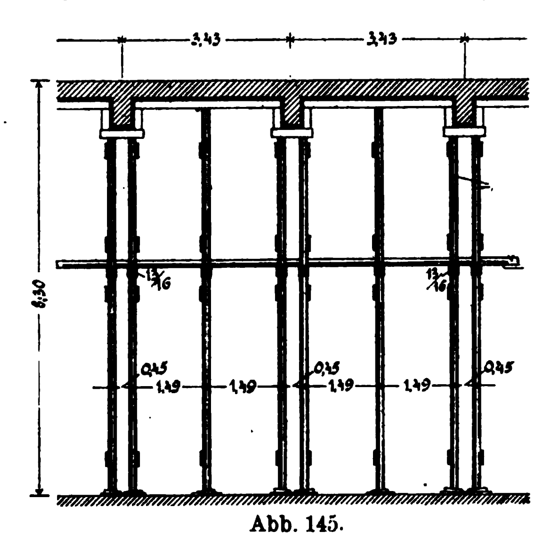


Abb. 145.

[1]) B. u. E. 1912, S. 457. — [2]) B. u. E. 1911, S. 18. — [3]) B. u. E. 1911, S. 158. — [4]) B. u. E. 1914, S. 289. — [5]) B. u. E. 1913, S. 328. — [6]) B. u. E. 1918, S. 222. — [7]) B. u. E. 1915, S. 77. — [8]) B. u. E. 1912, S. 30. — [9]) B. u. E. 1913, S. 422. — [10]) B. u. E. 1903, S. 300 u. 301.

Daß sich solche Vorfälle auch auf Eisengerüste erstrecken, beweist der Einsturz einer Kuppel,[1]) wo durch ein Ausknicken der Steher der Einsturz des Gerüstes herbei-



Abb. 146.

geführt wurde, obwohl dasselbe Gerüst bereits früher zur Zufriedenheit Verwendung gefunden hatte.[2]).

Wir haben diese Fälle der Unzulänglichkeit der Einrüstung nur der Vollständigkeit wegen angeführt, um anschließend daran jene Vorfälle zu erwähnen, bei denen das Gerüst



Abb. 147.

nicht so schwach war, um einzustürzen, aber doch zu schwach, um dem Tragwerk die richtige Form zu geben. Das ist besonders bei jedem in Absätzen hergestellten Tragwerk gefährlich, wie weitgespannten Bogen oder durchlaufenden Balken, wo das Gerüst unter der Last des Betons seine Form ändert, während Teile davon bereits abgebunden sind. Derartig unzureichende Gerüste können der Anlaß zum Entstehen von inneren Fehlern sein, die besonders dann heimtückisch sind, wenn ein wohlmeinender Polier die äußerlich sichtbaren Anzeichen nach dem Ausschalen sorgfältig verschmiert. Von einigen häufigeren Schalungsfehlern gibt Böhm-Gera eine Zusammenstellung,[3]) und zwar zwei

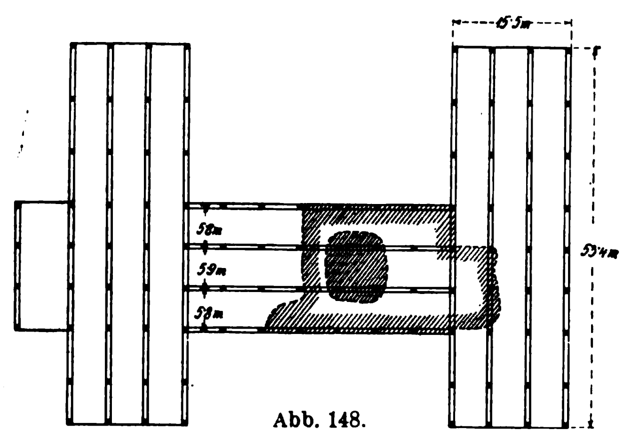


Abb. 148.

[1]) B. u. E. 1912, S. 341.
[2]) B. u. E. 1912, S. 349.
[3]) Ton.-Ztg. 1912, S. 118.

Fälle einer mangelhaften Stoßverbindung, einen Fall Fehler in der Verschwertung und einen Fall des Eindrückens der Steher im weichen Boden.

Der erste größere Unfall in Amerika, der in der technischen Presse[1]) verzeichnet wird und auf eine mangelhafte Schalung zurückgeführt wurde, ereignete sich 1903 in Milwaukee, bei dem Bixby-Hotel in Long Beach, Kalifornien.[2]) Dieses hat einen in Abb. 148 dargestellten H-förmigen Grundriß. Wie aus Abb. 149 ersichtlich, ist der

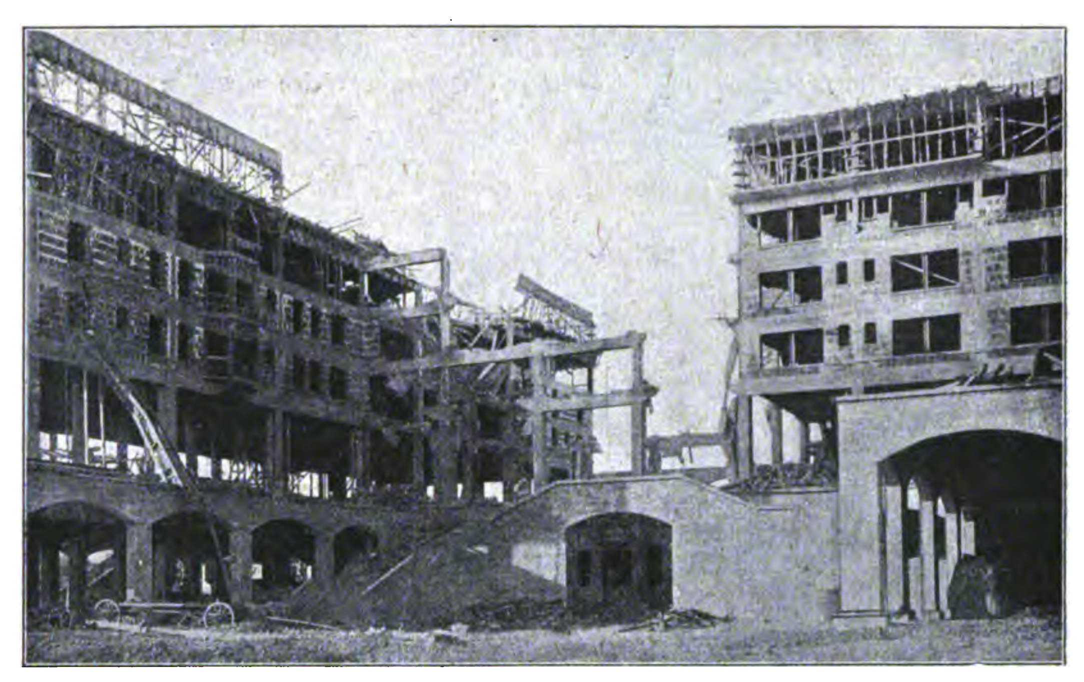


Abb. 149.

Mitteltrakt eingestürzt. Eine lange Reihe von Fehlern ist bei dieser Gelegenheit ans Tageslicht gekommen. Es wurde ein Stockwerk nachträglich aufgesetzt, und die Pfosten des Gerüstes wurden so auf das untere Stockwerk gestellt, daß sie unmittelbar auf die Hohlsteine (Abb. 150). und nicht erst auf ein zwischenliegendes Querbrett zu stehen kamen. (Über einen ähnlichen Vorfall berichtet auch Rutgers in Holland.)[3]) Diese und andere Fehler machen es erklärlich, daß das oberste Stockwerk nach zu frühem Ausschalen einstürzte. Der Grund aber, weswegen sich der Stoß so verhängnisvoll auf alle übrigen Stockwerke fortpflanzte, ist darin zu suchen, daß, wie aus der Abb. 151 ersichtlich, das ganze Haus keine richtige Querversteifung besaß. Es war so aufgebaut, daß die Säulen alle nach einer Richtung verbunden waren, und daß man mit Rücksicht auf die Deckenkonstruktion und Innenarchitektur Querträger anzubringen unterließ. Dieselbe Abbildung zeigt auch eine gewiß seltene Rekonstruktion. Man hat die Träger und anschließenden Deckenteile unterstützt und

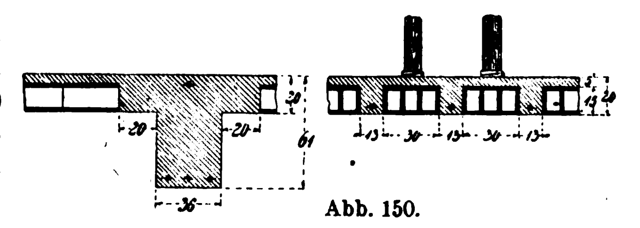


Abb. 150.

[1]) Eng. News, April 1903, S. 324.

[2]) The Architect and Engineer of California, November 1906; Eng. News, 6. u. 20. Dezember 1906, 10. Januar 1907.

[3]) B. u. E. 1908, Heft IX, S. 280.

aufgekeilt, den Beton der Säule in der oberen Hälfte entfernt und neu eingefüllt. Doch auch die Rekonstruktion scheint keine hinreichend sorgfältige gewesen zu sein, denn man sieht an der Abb. 150 noch deutlich die abweichende Lage des neuen oberen Stückes.

Am 9. Juli 1907 stürzte ein Teil des in Abb. 152 dargestellten Bridgeman-Gebäudes[1]) in Philadelphia zusammen. Kennzeichnend für dieses war eine überaus nachlässige Zimmermannsarbeit. Die leichten Kanthölzer, die bei den Schalungen in Nordamerika üblich sind, sind in diesem Falle wie im Bilde ersichtlich besonders zart ausgefallen und häufig genug in höchst unvollkommener Weise gestoßen worden, so



Abb. 151.



Abb. 152.

daß ihre Tragfähigkeit recht fraglich erscheint. Die Schalungen der Säulen sind oft 15 cm aus der Richtung gewesen; es ist dies allein Grund genug, um den Unfall zu erklären.

Recht kennzeichnend ist die Beschreibung eines Vorfalles, wie ihn Rutgers in seinem Bericht über Bauunfälle in Holland[2]) anführt.

Von zwei übereinander herzustellenden Eisenbetondecken war die untere Decke bereits fertiggestellt, es waren auch schon die Stützen entfernt. Die Stützen der oberen Decke ruhten nun auf der unteren auf. Man war eben mit dem Einbringen des Betons beschäftigt, als beide Decken einstürzten.

Es hat sich herausgestellt, daß die Stützen, die teilweise aus zwei Stücken bestanden, wiederholt mangelhaft gelascht waren. Nun besteht die Annahme, daß die Stützen den Erschütterungen des Stampfens nicht standhielten. Auch wurde nachgewiesen, daß eine der Mauern, und zwar in der Höhe der oberen Decke ungefähr 5 cm nach außen gebogen war. Die Auflagerung der Decke war eine ungenügende

---

[1]) Eng. News 1907, S. 69.
[2]) B. u. E. 1908, Heft VIII, S. 200.

und eine Verankerung zwischen Decke und der Mauer war nicht vorhanden. Es ist daher behauptet worden, daß die Decke ihre Stütze auf dem Mauerwerk verloren hat. wodurch der Einsturz erfolgte.

Schließlich wurde festgestellt, daß in der unteren Decke viel weniger Eisen (ungefähr die Hälfte) eingezogen waren, als auf dem von der Baupolizei genehmigten Plane angezeigt war, und daß die Eisen auch äußerst unregelmäßig verteilt waren. Im Augenblick des Unfalls ruhten die Stützen der oberen Decke unmittelbar auf dem noch ziemlich frischen Beton der unteren (im Winter hergestellten und 10 bis 14 Tage alten), für 250 kg/m² berechneten Decke, ohne daß auf letztere Platten gelegt waren, welche eine bessere Lastverteilung bewirkt hätten. Als die wahrscheinlichere Ursache muß denn auch angenommen werden der Zusammenbruch der unteren Decke, wobei alles, was sich darauf stützte, mitgerissen wurde.

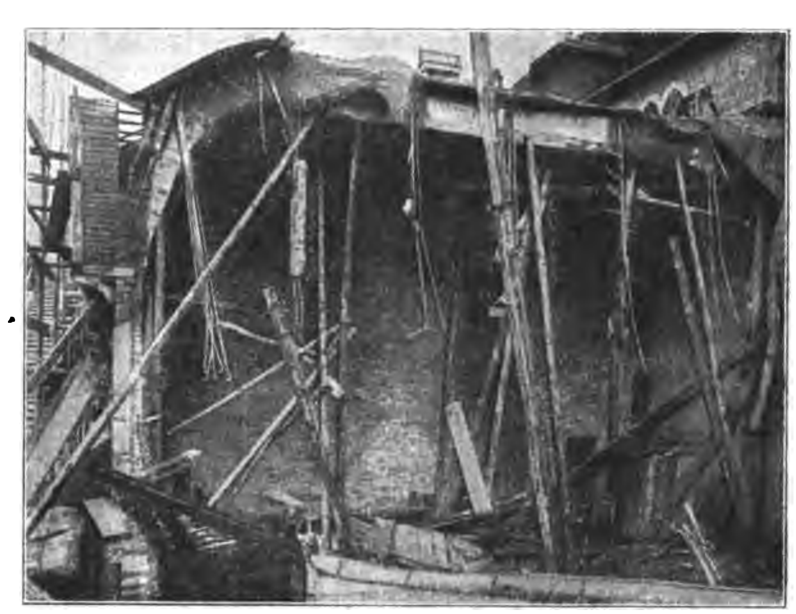


Abb. 153.

Zu schwache Einschalung wird als Ursache beim Einsturz der Preyschen Fabrik in Kiel angegeben u. a. m.

Wir können auch hier über einen Fall berichten, in dem die Einrüstung richtig geplant war, jedoch nicht plangemäß ausgeführt worden ist. Es handelt sich um einen Neubau in der Hermannstraße in Rixdorf bei Berlin, wo eine Einrüstung, Bauweise Leschinsky, Anwendung fand. Die Gerichtsverhandlung hat erwiesen, daß der Konstrukteur an diesem Unfall keine Schuld trug, und er wurde demnach freigesprochen.

Schließlich sei auch ein Unfall beim Rahmenbau erwähnt. Von dem Dekorationsmagazin (Abb. 153) des Berner Theaters ist ein Teil eingestürzt, und zwar hauptsächlich wegen unzulänglicher Schalung, frühzeitiger Belastung und vorzeitiger Ausrüstung. Auch in diesem Falle haben sich die Schweizer Gerichte ihrer Aufgabe vollständig gewachsen gezeigt und diesen an und für sich unbedeutenden Vorfall mit einer Gründlichkeit und Ausführlichkeit behandelt, die in ihrer Art beispiellos dasteht. Wir verdanken ihrem Eingreifen einen hochinteressanten Bericht der Herren Professor Schüle und Ingenieur Elskes, dem wir nichts Ähnliches bei viel größeren Unfällen an die Seite stellen können. Wir lassen hier den Bericht[1]) der Gutachter im Auszuge folgen:

„Trotz der gegenteiligen Vereinbarung wurde die statische Berechnung nicht vorgelegt und somit nicht geprüft, und der Ausführungsplan (in Abb. 154 u. 155 wiedergegeben) des Daches

[1]) Schw. Bztg. 1906 und B. u. E. 1906, Heft XI, S. 292.

ist bezüglich seiner Anordnung als Konstruktion aus bewehrtem Beton von einem Sachverständigen nie geprüft worden. Dieser Plan weist nun eine Anzahl Änderungen und Mängel auf:

a) Die Höhe der Hauptträger ist gegenüber dem Vorentwurf unnötigerweise um 10 cm vermindert worden; sie betrug in der begutachteten Eingabe vom 25. Februar 1905 75 cm, wurde vom Gutachter, Herrn Bolliger, nicht beanstandet und beträgt laut Ausführungsplan nur noch 65 cm in Trägermitte, d. h. nur 1:19 der Lichtweite. Dabei wurde der Abstand der Dachträger voneinander mehr als verdoppelt (4 m bezw. 4,80 m statt 2 m), wodurch einem jeden Träger eine bedeutend schwerere Last zufiel und das Trägerprofil viel unvorteilhafter gestaltet wurde.

Freilich wurden diese abgeänderten, ungünstigeren Verhältnisse in der neuen, bis am 24. August nicht mitgeteilten statischen Berechnung berücksichtigt, jedoch nicht in genügendem Maße; die Eisenstangen der Hauptträger sind annähernd entsprechend verstärkt worden, so daß ihre Beanspruchung, welche im Vorentwurf zu 1,07 t/cm² berechnet wurde, im Ausführungsplan 1,13 t/cm² betrug; aber der auf Druck beanspruchte obere Teil, d. h. die Platte, welche den sogenannten Druckgurt des Trägers bildet und nun viel ungünstiger beansprucht war, blieb sich gleich. Um dies zu begründen, war man genötigt gewesen, in seiner neuen Berechnung eine bedeutend größere Breite Hourdi für jeden Träger mit in Rechnung zu ziehen als zuvor. Diese größere Breite von 4,20 m ist für eine Platte von nur 10 cm Dicke als übertrieben zu bezeichnen.

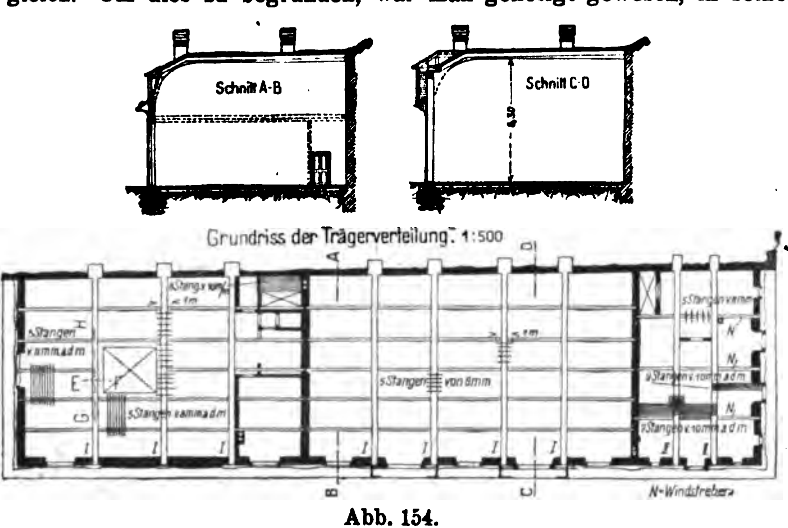



Abb. 154.

Die von dem Schweizerischen Ingenieur- und Architektenverein aufgestellten „provisorischen Normen für Bauten in armiertem Beton“ enthalten keine Bestimmungen hierüber; man nimmt in der Tat gewöhnlich an, daß die ganze Entfernung zweier Träger als Druckgurtbreite gelten darf, daß hingegen bei größerer Entfernung der Hauptträger die Spannungen sich nicht auf die ganze Breite gleichmäßig verteilen, sondern in der Nähe des Trägers ein Maximum betragen und gegen die Mitte der angrenzenden Felder parabolisch abnehmen.

Die in der Platte herrschenden Druckspannungen, von der Belastung und vom Eigengewicht herrührend, konnten aber nur geradlinig fortgepflanzt werden; die Abbiegung der Platte hätte also besondere Vorsichtsmaßregeln gegen ein Aufwärtssprengen der Platte erfordert, ebenso wie die gekrümmten Rundeisen der Bewehrung selbst durch kleine Bügel im Beton verankert waren (s. Abb. 155).

b) Dieselbe Platte weist überdies in 2 m Abstand von der inneren Mauerwand gegen die Nägeligasse den Konstruktionsfehler auf, daß sie ziemlich stark abgebogen ist.

Von den zwei durch die Dachschweifung bedingten Kanten war nur die untere mit besonderen Eisenstangen versehen und dadurch gegen Aufbauchungen geschützt, an einer Stelle, 0,54 m vom theoretischen Auflager, wo ohnehin die Beanspruchung der Platte sehr klein war; für die obere, weit mehr beanspruchte Kante *D* will man sich auf den benachbarten Nebenbalken verlassen haben.

Nun aber bildeten drei je 1,70 m breite Dachfenster und zwei je 2,20 m breite, sehr hohe Türen nicht unbedeutende Schwächungen der gedrückten Platte, welche daselbst von den die Türen krönenden Dachaufsätzen abnormal belastet war. Noch ungünstiger wirkten die vielen einbetonierten, von der oberen Kante herunter mit den Hauptträgern gleichlaufenden Latten. Diese Latten beeinträchtigten zweifellos in hohem Maße den Zusammenhang der Platten mit der bewehrten Rippe der Hauptträger, welcher Zusammenhang der statischen Berechnung zugrunde liegt.

**Die Ursachen des Einsturzes.** Wenn nun nach den entscheidenden Ursachen, nach dem „Wie" und „Warum" gefragt wird, so müssen wir zunächst bemerken, daß die Wahl des bewehrten Betons im vorliegenden Falle eine richtige war.

Ebenfalls muß konstatiert werden, daß, wenn auch mehrere Fehler begangen wurden, so doch niemand durch bewußte Nichterfüllung seiner Pflicht die Katastrophe veranlaßt hat. Es ist vielmehr einer bedauerlichen Reihe von Mißverständnissen zuzuschreiben, wenn die Fehler der einen nicht rechtzeitig von den anderen entdeckt und behoben oder vermieden wurden.

Zu tadeln ist eben das zu große Vertrauen, welches die zahlreichen an dem Bau beteiligten Techniker zueinander hatten und welches ermöglicht hat, daß ein Plan zur Ausführung

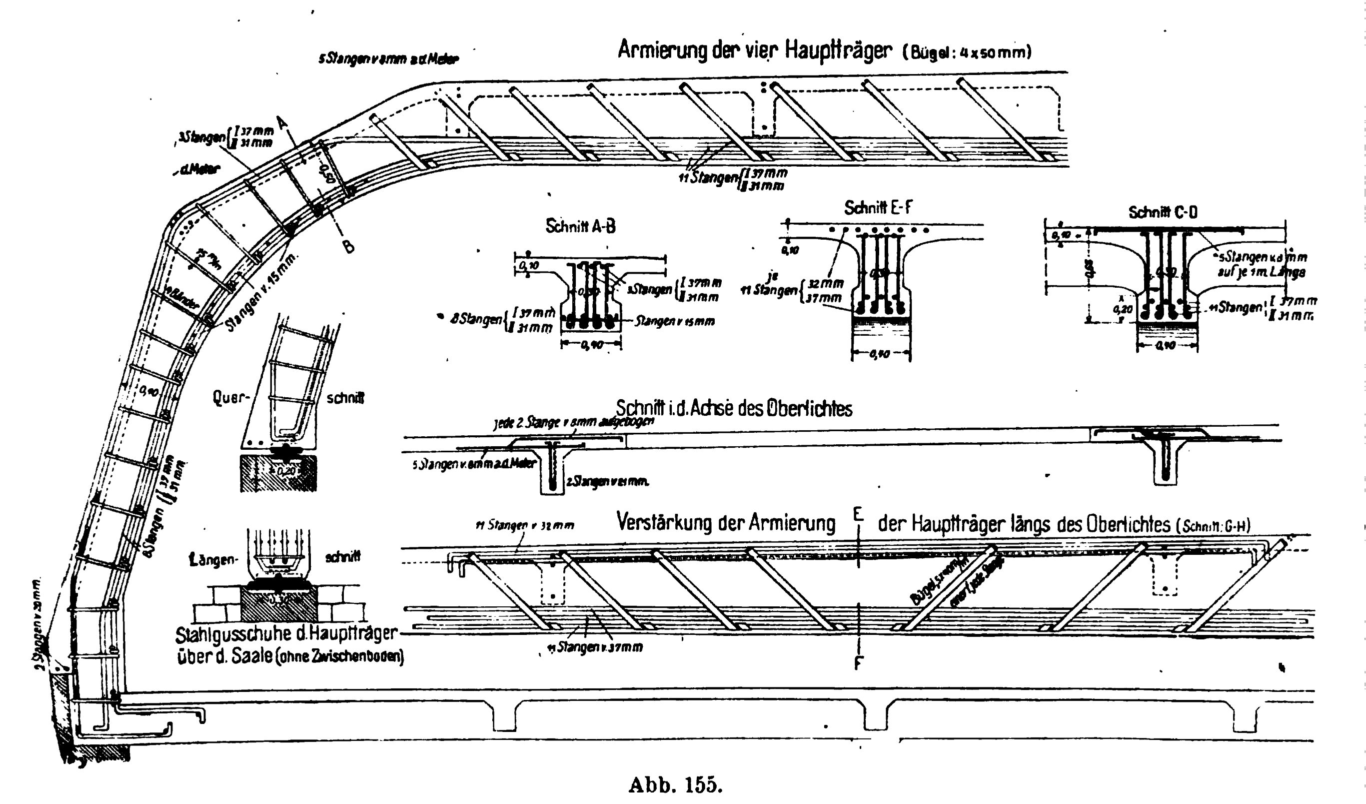



Abb. 155.

gelangte, welcher vom ursprünglich eingereichten, begutachteten, empfohlenen und angenommenen Entwurf in mehrfacher Beziehung abwich und welcher von dem vermeintlichen Sachverständigen nicht einmal gesehen worden war; daß der rechnerische Nachweis der neu gewählten Abmessungen auch nicht eingereicht und geprüft, ja sogar nicht verlangt wurde.

Nach den geschilderten Anordnungen des Bauwerks, nach den kritischen Punkten des Projekts und der Ausführung beurteilt, mag aller Wahrscheinlichkeit nach der Vorgang folgender gewesen sein:

Auf dem vollständigen Gerüst lag ein Gewicht von etwa 64 t, welches vermutlich schon eine kleine Senkung dieses Gerüstes und ein leichtes Ausbauchen der Fassadenmauer nach außen verursacht hatte; in diesem Zustande der vollen Belastung des Daches durch Holzzement, Sand und Kies wurde eine teilweise Ausschalung der Hauptträger vorgenommen, als der Beton nicht genügend erhärtet war. Durch einen Fehler im Projekt war an der oberen Kante des Mansardenprofils die Betonplatte nicht widerstandsfähig und sonst zu schwach dimensioniert. Außerdem war an der betreffenden Stelle die Platte durch nahe beieinander liegende, einbetonierte hölzerne Latten, welche 4 bis 5 cm tief in die Platte hineinschnitten, noch mehr verschwächt.

Als weiterer unglücklicher Umstand kam die unrichtige Anordnung der Auflager. Vorgesehen war die Übertragung der Last an der Fassadenmauer durch oben 56 cm dicke, am

**Sockel 65 cm dicke Pfeiler, welche in 20 cm von der Innenfläche belastet werden sollten. Durch Betonieren der Platten bis an das Fassadenmauerwerk wurde der größere Teil des Druckes nicht 20 cm, sondern 45 cm von der Innenfläche übertragen, so daß über dem Sockel nur ein Hebelarm von 10 cm für diesen größeren Teil des Druckes gegen Umkippen vorhanden war.**

**Das Wegnehmen einer Anzahl Sprießen am Nachmittag des 23. August konnte nur durch Lösen der Verbindungen der Sprießen unter sich stattfinden; es blieben somit nur wenige Sprießen unter den Balken IV und III, und dieselben hatten eine bedeutend größere Last auszuhalten, als ihrer Knickfestigkeit entsprach; dadurch fand eigentlich ein vollständiges, nicht beabsichtigtes Ausschalen der zu schwachen Konstruktion statt. Unter solchen Umständen war der Einsturz unvermeidlich. Daß derselbe nicht sofort nach dem Entfernen der Sprießen unter dem Balken IV eintrat und daß auch der Balken I nicht mitgerissen wurde, mag seinen Grund darin haben, daß die in der Nähe befindlichen Feuermauern dem Schub gegen die Straße durch Vermittlung der Platte einen gewissen Widerstand geleistet haben.**

Abb. 156.

**Als unmittelbare Ursachen des Einsturzes sind somit folgende anzuführen:**

**a) Zu hohe Beanspruchung der Tragkonstruktion, namentlich des Betons in Trägermitte, an der ungenügend versteiften Ecke längs dem oberen Grad des Mansardenprofils und längs dem Anschluß der Platte an die Tragrippe der Hauptträger.**

**b) Unzweckmäßige Anordnung der Auflager auf den Fassadenpfeilern und Verschlimmerung der Auflagerverhältnisse daselbst durch Betonieren der Platte statt auf dem Mauerwerk der Fassade, wodurch eine Verschiebung des Druckmittelpunktes eintrat, welche die Stabilität der Fassade gefährdete.**

**c) Verschlechterung der Beanspruchungsverhältnisse durch Einbetonieren von Holzlatten in der sonst schon zu schwachen Platte.**

**d) Mangel an Verständnis beim Ausschalen, sowohl wegen der ungenügenden Druckfestigkeit des noch zu frischen Betons als durch das frühzeitige Aufbringen der ganzen Last der Holzzementbedachung.**

**e) Zu schwache Gerüstung, welche das Wegnehmen einiger Sprießen ohne gefährliche Überlastung der bleibenden nicht erlaubte.**

**Als mittelbare Ursachen wären ferner anzuführen:**

**a) Mangel einer Kontrolle des Ausführungsplanes, welcher von dem Eingabeplan bedeutend abwich.**

**b) Unterlassung der Einsendung einer statischen Berechnung, welche die Baubehörden auf die veränderten Beanspruchungen und Verhältnisse aufmerksam gemacht hätte.**

**c) Unterlassung des Verlangens nach einer solchen Berechnung bezw. des Betragens über Prüfung derselben seitens des bauleitenden Architekten.**

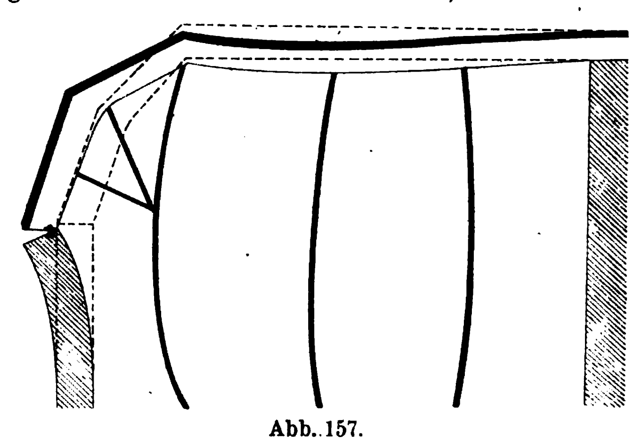
**d) Mangelhafter Verkehr zwischen Projektverfasser und Unternehmung, welcher Verkehr sich dadurch kennzeichnete, daß unvollständige Pläne nicht verstanden wurden und daß für die Sicherheit mißliche Änderungen von der ausführenden Firma gemacht wurden.**

**e) Fehlen irgendwelcher Vorschriften im Vertrage für die Ausführung des bewehrten Betons.**

**gezeichnet: F. Schüle.**
**E. Elskes.“**

Da in dem Berichte sich eine Reihe von Möglichkeiten angegeben findet, die es dem Urteile des Lesers überlassen, die Hauptschuld zu verteilen, so hat der Konstrukteur

des Bauwerks den interessanten Versuch unternommen, nachzuweisen, daß die von ihm gewählten Abmessungen und Anordnungen nicht schuld an dem Unfalle gewesen sein können. Er hat den Rahmen in einer Ausführung in halbem Maßstabe einer Probebelastung unterzogen, und zwar zunächst in Lausanne, und dann hat er denselben Versuch noch einmal in Paris (Abb. 156) durchgeführt, ohne daß diese Versuchstücke irgendwelche ungünstigen Erscheinungen gezeigt hätten. Ich habe den Vorfall in dieser Abteilung untergebracht, weil meiner Meinung nach eine unzureichende Schalung die wichtigste Ursache des Unglücksfalls war. Ihre Anordnung und deren Folgen zeigt die Abb. 157, und mit dieser Meinung soll keinesfalls bezweifelt werden, daß die Sachlage durch die vorerwähnten, ausführlich dargestellten Umstände entsprechend verschärft wurde.


Abb. 157.

Hier soll die Tatsache verzeichnet werden, daß die gewöhnliche Überwachung eines Eisenbetonbaues sich mit allem beschäftigt, nur meistens nicht mit der Qualität und der Art der Einrüstung.

Es ist daher nichts Außerordentliches, wenn über den Vorfall des früher erwähnten Bixby-Hotels in Kalifornien mitgeteilt wird, daß der Unternehmer bei der Herstellung des Dachgeschosses, das ursprünglich nicht vorgesehen war und zu dem Unfalle Anlaß gab, alles alte und gebrochene Holz im ganzen Hause zusammentrug, um aus diesem Schund eine Eingerüstung herzustellen. Es wäre daher am Platze, gewisse Musterzeichnungen von Rüstungen bekanntzugeben, die dem Unternehmer und dem überwachenden Ingenieur als Vorbild und Maßstab dienen könnten, was gefordert werden soll.

Mit dem Ausschalen eines Eisenbetontragwerks beginnt es seine Wirksamkeit unter den denkbar ungünstigsten Verhältnissen. Wenn es also zunächst auch nur sein Eigengewicht zu tragen hat, so ist doch diese Handlung als eine der wichtigsten Belastungsproben anzusehen und dementsprechende Vorsicht am Platze. Es zeugt von einem grenzenlosen Mangel an Erfahrung, wenn man diesen wichtigsten Akt verantwortungslosen, unverständigen Personen überläßt, oder gar den Zeitpunkt von dem Urteil solcher Leute abhängig macht, denen einzig und allein die Entfernung der Schalhölzer vorschwebt, und die keine Ahnung von den möglichen Folgen ihrer Handlungen haben. Im allgemeinen kann man sagen, daß ein Aufwand hinreichender Vorsicht selbst gegen das Auftreten heimtückischer Fehler schützen kann. Man muß von den nebensächlichen Bestandteilen zu den wichtigen vorgehen und diese wieder umgekehrt mit ihrer statischen Reihenfolge in der Lastübertragung ausschalen, d. i. also innerhalb eines Stockwerks zuerst die Platten, dann die Querträger und endlich die Unterzüge, bei fortwährendem Abklopfen und Beobachten der Struktur des Betons sowie daraufhin, ob sich keine Sprünge oder Senkungen zeigen. Bei diesem Verfahren ist ein fehlerhaftes Glied so von guten unterstützt, daß ein Einsturz ausgeschlossen ist.

Über einen eigenartigen Vorfall der Schädigung des Eisenbetons durch Frost im Winter 1916/17 berichtet Dr.-Ing. A. Jackson-Stuttgart[1]): Der Untergrund, auf dem

[1]) D. Bztg. 1917, Zement-Beil. Nr. 10, 14 u. 19

die Sprießen standen, war ein wasserhaltiger Lehm, der gefror, so daß eine Hebung von 5 cm stattfand. Die Abb. 158 zeigt die Folgen. Teilweise, wo die Decke noch nicht ausgeschalt war, trat sogar eine Hebung der Säule, wie sie Abb. 159 darstellt, ein und ein Loslösen von den Sockeln, das bei Tauwetter wieder zurückging. Bei einem durchlaufenden Träger sind die in Abb. 160 dargestellten Risse aufgetreten.

Wir gelangen nunmehr zu dem hier allein maßgebenden Fall, wo das Gerüst einwandfrei hergestellt ist und wo eine zu frühe Ausrüstung den Beton zu einem Zeitpunkt zum Tragen heranzieht, wo er dieser Aufgabe noch nicht gewachsen ist. Wenn die Einrüstung ihre Aufgabe erfüllt hat, soll sie entfernt werden können. Ein zu langes Liegen auf Schalung ist kein Vorteil. Es ist zu befürchten, daß die Längenänderung des Holzes unter Umständen das Bauwerk gefährden kann, sofern nicht durch Eintrocknen eine Selbstausschalung zu verzeichnen ist. Wenn wir uns die Frage vorlegen, zu welchem Zeitpunkt die Ausschalung stattfinden soll, so gibt uns darauf der § 11 „Schalungsfristen und Ausschalen“ der deutschen Vorschriften ebenso wie alle übrigen

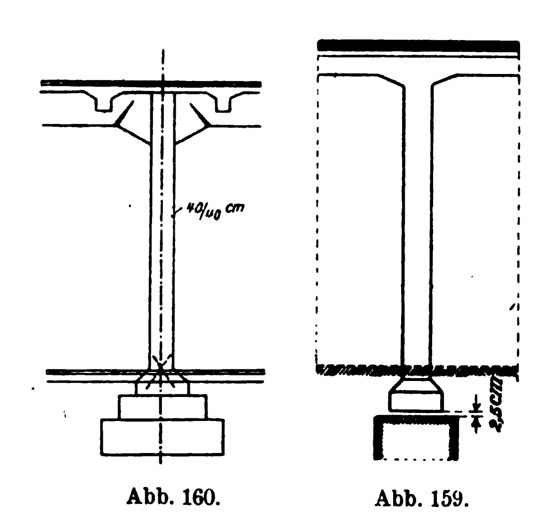


Abb. 160. Abb. 159.



Abb. 158.

Vorschriften eine sehr wenig befriedigende Antwort. § 11 sagt in Punkt 1 „Die Ausschalung . . . . . darf nicht eher vorgenommen werden, als bis der verantwortliche Leiter durch die Untersuchung des Bauteils sich von der ausreichenden Erhärtung des Betons und Tragfähigkeit des Bauteils überzeugt hat“.

Die Vorschrift verschweigt aber, wie der Bauleiter sich eine solche Überzeugung verschaffen soll. Dieser für alle Folgen verantwortlich gemachte Mann ist daher in den gewöhnlichen Fällen auf den Punkt 3 angewiesen, in dem es heißt: „Bei günstiger Witterung darf . . . . . die Stützung der Balken . . . . . nicht vor Ablauf von drei Wochen beseitigt werden“, sonst aber auf sein Gefühl und Dafürhalten. Er ist überzeugt, daß alles in Ordnung sein muß, wenn nichts vorgekommen ist, was er für außergewöhnlich hält, sobald er mit der Ausschalung drei Wochen wartet. Unter „günstiger Witterung“ wird eine frostfreie Lufttemperatur verstanden. Der Bauleiter wird vielleicht auch noch ein übriges tun und den Beton mit einem Hammer prüfen. Diese „Überzeugung“, daß ein erfahrener Fachmann auf diese Weise es dem Beton anhören kann, ob dieser

eine Festigkeit von 40 oder 220 kg/cm² hat, ist eine so allgemeine, daß es unter Auguren als gute Sitte gilt, diese Kenntnis zu heucheln. Hierin liegt im allgemeinen keine Gefahr für einen Mißgriff, weil die Vorfälle, in denen ein äußerlich ganz gesund aussehender Beton nach drei Wochen nur 40 kg/cm² Festigkeit hat, äußerst selten sind. (Siehe weiter unten S. 167.) Es ist nur bedauerlich, wenn dieser gute Glaube durch das Vertrauen auf ein Wissen, was nicht besteht und nicht bestehen kann, zur Ursache von Unfällen wird, wo aller Anlaß gewesen wäre, zur Vorsicht zu mahnen.

Bei einem Einsturz in Danzig-Langfuhr[1]) hat sich das Reichsgericht mit Urteil vom 20. November 1910 auf den Standpunkt gestellt, daß es bereits allgemein anerkannte Regeln der Baukunst gibt, gegen die in diesem Falle durch zu frühes Ausschalen verstoßen wurde. Eine Verallgemeinerung dieser Ansicht (für die in dem besonderen Fall aller Grund vorhanden gewesen ist, da es sich um grobe Verstöße



Abb. 161. Einsturz in Brüx.

gehandelt hat) dahingehend, daß man nach bestehenden Regeln einen Betonbau ausschalen und dann seiner Standfestigkeit sicher sein kann, ist schon deshalb vom Übel, weil der Unternehmer dann auf den Fall nicht gefaßt bleibt, daß dies einmal doch nicht zutreffen könnte, so zwar, daß er für den seltenen Fall, wenn die Regel einmal versagt, seine Vorsichtsmaßregeln außer acht lassen wird. Gerade aber dann ist es ein schweres Unrecht, wenn gerichtlich festgestellt wird, daß man „unter Beiseitesetzung der einfachsten Vorsichtsmaßregeln gearbeitet hat". Diese Beiseitesetzung von notwendigen Vorsichtsmaßregeln ist durch die in den Vorschriften gezüchtete, durch derartige Gutachten und Urteile zum Ausdruck gelangte Vertrauensseligkeit vollständig begründet. Es sei hier auf einen der letzten Vorfälle dieser Art verwiesen, bei dem am 29. Dezember 1918 eine eben ausgeschalte Decke nach dem Eintritt von Tauwetter eingestürzt ist (Abb. 161). Eine Untersuchung ergab, daß es wohl kaum einen Bau geben wird, bei dem man bei der Planung und Herstellung mit soviel sachgemäßer Sorgfalt vorgegangen ist. Nur als der Frost im Spätherbst sich meldete, entwickelte man eine unzweckmäßige Hast. Die Abb. 162 zeigt durch Eintragen der täglichen Temperaturschwankungen den Temperaturverlauf auf einem nahegelegenen höheren Be-

[1]) B. u. E. 1911, S. 18.

obachtungsort. Von diesem Temperaturverlauf darf man annehmen, daß er mit den Temperaturen des Hausdaches, um das es sich hier handelt, übereinstimmt. Wir sehen aus der Abbildung, daß, wenn wir uns an die Regel halten, die Temperatur während der Betonierung nicht unter — 3° C herabsinken darf, dieser Regel nicht nur vollständig entsprochen wurde, sondern daß insbesondere bei Tage die Lufttemperatur während der Betonierung der Dachplatte nie unter + 3° C herabgegangen ist. Bemerkenswert ist, daß unmittelbar nach Vollendung der Betonierung ein kurzer, aber starker Kälteeinfall, jedoch nur während der Nächte — bei Tage blieb die Temperatur über Null — eingetreten ist, so zwar, daß nach der Beendigung der Dachbetonierung 18 Tage folgten, bei denen man annahm, daß sie zur Abbindung des Betons genügt hätten. Wenn man die Regel befolgt, die Tage auszuschalten, bei denen die Nacht-Temperatur unter 0° sinkt, so wären bis zum Zeitpunkt der Ausschalung 29 Tage verflossen gewesen, an denen die Mindestlufttemperatur in der Nacht nicht unter 0° herabging. Nun ist es in der Praxis durchaus üblich, das Mittel der Tagestemperatur zu berücksichtigen. In diesem Falle wären nur wenige Tage abzuziehen und würde die Reifezeit sieben Wochen ausgemacht haben. Der Unternehmer hatte dennoch die Ausschalung erst nach neun Wochen vorgenommen, und die Folge davon war der erwähnte Einsturz, dessen Ursache man nach dem Muster der amtlichen Berichte überall, nur nicht in der Temperatur gesucht hat. Man behauptete sogar, der Einsturz wäre nur durch eine Explosion oder durch einen Racheakt eines Arbeiters zu erklären u. a. m. Dieser typische Vorfall hat sich ungezählte Male wiederholt, ohne daß z. B. in den von der deutschen Statistik herausgegebenen amtlichen Akten auch nur die leiseste Andeutung über die ihm zugrunde liegende Hauptursache, die niedrige Temperatur beim Betonieren, gegeben worden ist. Als Anreger dieser amtlichen Berichterstattung, insofern als ich Jahre hindurch solche amtlichen Feststellungen gefordert habe, möchte ich an dieser Stelle den Wunsch aussprechen, daß die amtliche Feststellung immer die Jahreszeit und die Temperaturverhältnisse beim Betonieren enthalten soll und die Unterlagen außer den hierzu berufenen Gutachtern und Amtsstellen auch anderen Fachleuten zugänglich bleiben, so zwar, daß die Möglichkeit besteht, die amtlich herausgegebenen Schlußfolgerungen auf andere Ursachen nachprüfen zu können. Die frische Luft der Öffentlichkeit ist zur Verhinderung von Einseitigkeit nötig. Häufig findet sich in der Berichterstattung der vom Unternehmer abhängigen Presse eine Vermengung des Nachweises über die im Bauwerk vorhandene und die durch frühere Würfelversuche nachgewiesene Druckfestigkeit. Da das Wasser aus den gußeisernen Formen nicht ablaufen kann, so wird die Festigkeit des Würfels, den man aus der Mischung am Bauplatz entnimmt, im allgemeinen eine geringere sein, als diejenige des in der Holzschalung hergestellten Betons im Bauwerk. Es scheint mir jedoch ein gefährliches Verfahren zu sein, wenn man durch Schönfärberei in dem Unternehmer die Einbildung großzieht, daß er ohne weiteres imstande sei, die

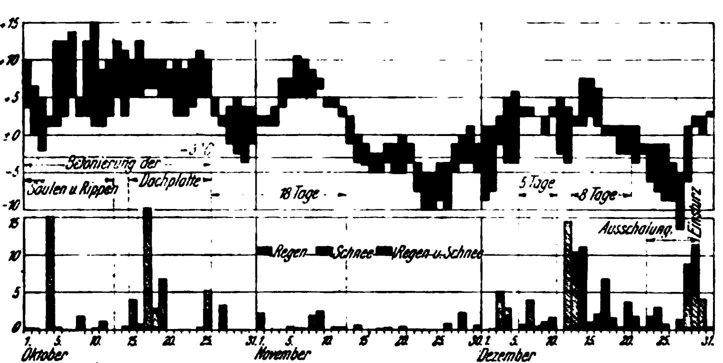


Abb. 162. Temperaturverlauf beim Betonieren der Gebäude. Abb. 148 bis zum Einsturz.

amtlich verlangten Festigkeiten zu erreichen und sogar zu übertreffen, da dieser Vorteil zunichte wird, wenn das überschüssige Wasser auch als Träger der niedrigen Temperatur das Abbinden hintanhält. In Abb. 163 finden sich die verschiedenen Festigkeiten des Baubetons in dem erwähnten Bauwerk in Brüx zusammengestellt. Wir finden darin eine Kurve *a* der amtlich vorgeschriebenen Mindestfestigkeit, wonach der Beton nach Ablauf von 6 Wochen eine Festigkeit von 170 kg/cm² besitzen sollte. Es fehlt zwar der Versuchsnachweis, aber ich glaube mit der Berufung auf die durch die Vorschriften großgezogenen Vertrauensseligkeit, daß bei der sonstigen zutage getretenen Sorgfalt diese Festigkeit im Sommer auch erreicht worden ist. Die im Herbst jedenfalls sehr sorgfältig hergestellten Probewürfel ergaben den mit *b* bezeichneten Festigkeitsverlauf, wonach die Festigkeit von 170 kg/cm² erst nach 18 Wochen erreicht worden ist. Der Unternehmer war sich anscheinend nicht bewußt, daß er damals bereits mit einem Beton arbeitete, der durch die im Sommer übliche Wassermenge und durch die inzwischen eingetretene Abkühlung eine Festigkeit besaß, die weit unter der amtlich vorgeschriebenen *a*-Kurve liegt. Abb. 163 zeigt ferner eine Kurve *c*. Diese umfaßt Versuche, die aus dem schlechtesten Teil des eingestürzten Bauteils im Alter von 20 Wochen entnommen worden sind und eine Würfelfestigkeit von 44 bis 49 kg/cm² des Baubetons ergeben haben. Diese Festigkeiten wurden durch unabhängig davon ausgeführte, strafgerichtlich angeordnete Versuche bestätigt. In welchem Maße man dabei auf den Zufall angewiesen ist, beweist der Umstand, daß eine dritte spätere Untersuchung, die ebenso wie die früheren bestrebt war, die schlechtesten Teile herauszufinden, einen Verlauf ergeben hat, der in Abb. 163 gestrichelt und mit *d* bezeichnet ist. Es soll dies auch dartun, wie wenig man sich auf das Abklopfen und Abhorchen des Betons verlassen kann. Äußerlich hat sich der Beton, dessen Festigkeit nachher zu etwa 40 kg/cm² ermittelt wurde, nicht etwa als ein schlechter Beton erkennen lassen. Es darf angenommen werden, daß jene Stellen, an denen der Einsturz stattfand, vielleicht noch schlechteren Beton erhalten haben. Die Berechnung der Dachdecke zeigt, daß bei einer Gesamtlast von 530 kg/m² die Betonbeanspruchung nur 25,5 kg/cm² betragen hätte. Wenn wir annehmen, daß die Eigenlast ohne Wind- und Schneedruck in Betracht kommt, so war der Beton mit 15,5 kg/cm² beansprucht. Jedenfalls hat diese Ziffer sich durch die Durchnässung des Betons und den Schnee der Bruchspannung des Betons soweit genähert, daß zunächst ein Durchsacken der Dachträger eintrat, was dann ein Abbrechen der Säulen und den Einsturz zur Folge hatte, bei dem die abgebrochenen

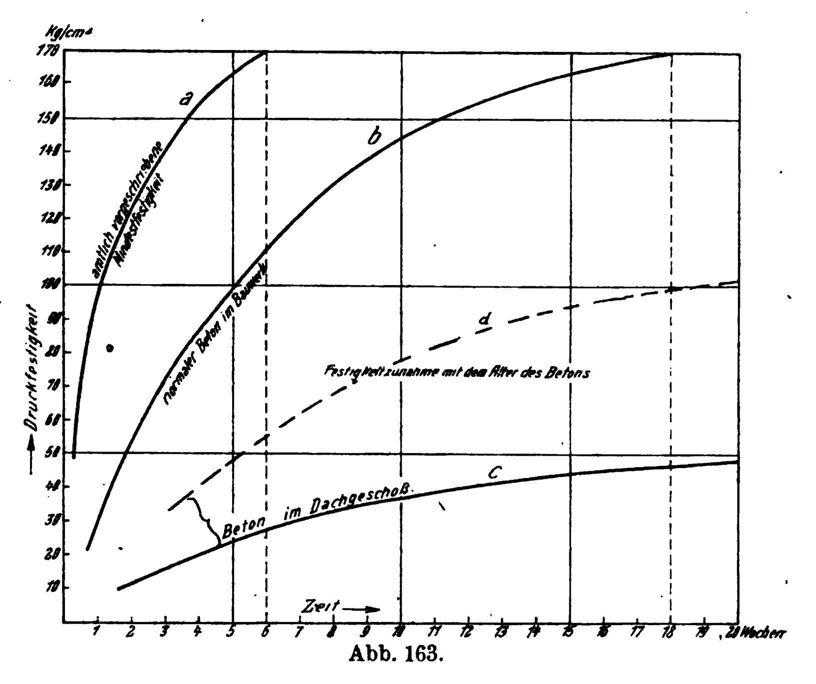


Abb. 163.

Säulen durch die nächste Decke hindurchgetrieben wurden, wie dies die Abb. 164 darstellt. Als lehrreiche Einzelheit sei dabei erwähnt, **daß die ganze Decke auf Notstützen gelegen hatte**, so daß zunächst behauptet wurde, daß sie ohne einen fremden Eingriff gar nicht hätte einstürzen können. Es wurde nun an den fertigen Stellen, die nicht eingestürzt waren, festgestellt, daß die Arbeiter aus Bequemlichkeit diese Notstützen nicht in der Trägermitte, sondern, um die Rüsthölzer rascher herausbringen zu können, in der Nähe der **Auflager** stehen gelassen haben,[1]) was die Folge hatte, daß sie von dem durchsackenden Rippenbalken einfach beiseite geschoben wurden. Ich bezweifle nicht im geringsten, daß man selbst bei diesem Bau einen Bericht verfassen könnte, der von diesen maßgebenden Ursachen kein Wort erwähnt und die Schuld auf eine Reihe von kleineren Fehlern wälzt, wie sie bei jedem Bauwerk unvermeidlich sind.



Abb. 164.

Wenn dieser Vorfall etwas beweist, so ist es das, daß eine ungeschminkte Kennzeichnung unserer bisheute so mangelhaften Kenntnisse über den Einfluß der Kälte auf den Beton nottut und daß man dem Fachmann vor Augen führen muß, daß er beim Ausschalen mit der Möglichkeit eines Versagers in jedem Falle, besonders aber zur Herbstzeit, rechnen muß, **sofern er sich nicht durch Kontrollbalken die Kenntnis über den tatsächlichen Festigkeitsverlauf des Betons bei dem Bauwerk verschafft.**

Unseren Vorschriften liegen die Verhältnisse der gewöhnlichen Aufstellungstemperaturen zwischen 10 und 15° C und die damit zusammenhängende regelmäßige Zunahme der Festigkeit zugrunde, wie in Abb. 163 in der Zeitkurve *a*. Diese Annahmen sollten sich aber naturgemäß ändern, je nachdem der tatsächliche Verlauf der Zeitkurve des verwendeten Betons beschaffen ist. Unsere Praxis nimmt auf diese Tatsache zu wenig Rücksicht. Es ist hinreichend bekannt, daß durch Verwendung von hochwertigen Zementen in zwei Tagen Festigkeiten erzielt werden können, die sonst nur in vier Wochen erreichbar sind. Man übersieht aber, daß auch das Umgekehrte eintreten kann, daß nämlich der Beton nach vier Wochen die Festigkeit von zwei Tagen besitzen kann, umsomehr als dieser Verlauf nicht vom Zement allein, sondern auch von der Güte der Zuschlagstoffe, von der Menge des Anmachwassers und einer Reihe von anderen Umständen abhängig ist. Es müssen daher alle diese Umstände berücksichtigt werden, wenn man sich nicht auf

[1]) Des Kuriosums wegen sei erwähnt, daß die Allg. Unfallverhütungsvorschriften der Baugewerk-Berufsgenossenschaften in zwei Auflagen das eine Mal das Herausnehmen der Stützen „von beiden Seiten nach der Mitte hin“ das andere Mal „von der Mitte nach beiden Seiten“ fordern.

eine zu lange Einschalung und die damit verbundenen Auslagen einlassen oder wenn man nicht mit der Gefahr eines Bauunfalles infolge zu frühen Ausschalens rechnen will. Es ist von allergrößter Wichtigkeit, den tatsächlichen Verlauf der Festigkeiten im Beton zu kennen. Die Kontrollbalken oder ähnliche Prüfverfahren, wie jene von Buchheim u. Heister,[1]) ermöglichen es, durch gleichzeitige Herstellung mit dem Beton des Bauteils und durch eine vollständig gleichmäßige Art der Verwahrung und Behandlung in einfacher Weise in jedem beliebigen Zeitpunkt am Bau selbst zu ermitteln, ob der Beton bereits die Festigkeit besitzt, die eine Ausschalung ratsam erscheinen läßt. Wir sind auf diese Weise in der Lage, den Einfluß irgend eines Umstandes einwandfrei zu bestimmen.

Meine Untersuchungen hierüber haben die Wichtigkeit des Einflusses der niedrigen Temperaturen auf die Festigkeiten des Betons während der Betonierung dargetan, der bisher weit unterschätzt worden ist. Diese Frage soll, um ihre Wichtigkeit in ein besseres Licht zu rücken, hier ausführlicher behandelt werden. Man hat bisher nur die Temperaturen unter 0° C als gefährlich anerkannt und glaubt genug getan zu haben, wenn man beim Betonieren das Thermometer daraufhin ansieht, ob es — 3° Luft anzeigt, und so dafür sorgt, daß sich im Beton später keine Gefriererscheinungen zeigen. Im übrigen ist man der Meinung, daß alle Kälteperioden nur eine Verlangsamung des Verlaufes zur Folge haben und kein Hindernis dagegen sind, daß der Beton jene Festigkeit erreicht, die er bei gewöhnlichen Temperaturen erwarten läßt. Dies wurde durch Versuche nachgewiesen.[2]) Diese an und für sich richtige Auffassung, sofern es sich um spätere Fröste handelt, bedarf jedoch der Einschränkung, daß sie nur für abgebundenen Beton zutrifft. Die heutige Auffassung der Dinge ist durch die deutschen Bestimmungen für Bauwerke aus Eisenbeton 1916 in § 8 niedergelegt, der folgendes besagt:

„Betonieren bei Frost. Bei stärkerem Frost als — 3° C an der Arbeitsstelle darf nur betoniert werden, wenn dafür gesorgt wird, daß der Frost nicht schadet. Die Baustoffe dürfen nicht gefroren sein. An gefrorene Bauteile darf nicht anbetoniert werden. Beton, der im Abbinden ist, ist besonders sorgfältig vor Kälteeinwirkungen zu schützen." Übereinstimmend mit allen übrigen Vorschriften wird also hier nur vor gefrorenen Baustoffen gewarnt. Unter gefrorenen Bauteilen versteht die Praxis jene Baustoffe, die Eisteile zeigen. Trockene Zusehlagstoffe, und seien sie noch so kalt, lassen dies aber nicht erkennen. Wir sehen also, daß man bei Kältegraden, die — 3° C (in der Luft gemessen) nicht unterschreiten, das Betonieren in der gleichen Weise als zulässig ansieht wie bei der gewöhnlichen Temperatur von + 15° C. — Dies ist ein großer, allgemein verbreiteter Trugschluß. Die Kältegrade zwischen + 5° C und — 3° C haben einen großen Festigkeitsabfall des Betons zur Folge, der um so gefährlicher ist, als er äußerlich am festen Beton nicht zum Ausdruck kommt. Der äußerliche Eindruck ist irreführend, sowohl in der Weise, daß ein tadelloses Aussehen des Betons nichts beweist, als auch, daß umgekehrt, wie Abb. 90 zeigt (es ist dies der Beton am Balken Nr. 11, dessen Festigkeit auf S. 53 besprochen wurde) das spätere Auftreten von Eisblumen, wie wir früher gesehen haben, einen so geringen Festigkeitsabfall verursacht hat, daß der Beton immerhin noch als normal bezeichnet werden konnte. Für den Einfluß der Kälte ist es maßgebend, welche Temperatur die einzelnen Mischstoffe haben und in welchem Zeitpunkte die Frostwirkung hinzutritt. Sie wird am gefährlichsten in jenem Zeitpunkte sein, wo der Beton zu seinem Abbinden Wärme und Wasser bedarf, die beide ihm durch abgekühlte Zuschlagstoffe entzogen werden. Der

---

[1]) B. u. E. 1912, S. 92.

[2]) M. Gary, D. Aussch. f. Eisenbeton, Heft 13.

Kontrollbalken mit seinen kleinen Abmessungen ist insofern ein zuverlässiger Maßstab, als die Verhältnisse bei ihm wenigstens ebenso, gewöhnlich aber etwas ungünstiger liegen als bei dem stärkeren Bauwerk. Die Aufstellung allgemeiner Regeln, abhängig von einem an einer bequemen Stelle angebrachten Thermometer, ist wegen der Schwankung der Temperaturen und des Einflusses des Schneewassers, kalten Windes, ja selbst der Geschoßhöhe eine ungemein schwierige Aufgabe. Trotzdem habe ich versucht, auf Grund der bereits eingangs erwähnten Versuche beim Bau des Kriegsministeriums in Wien 1911/12 eine Art Festigkeitsthermometer aufzustellen, bei dem diese Abhängigkeit zwischen der Temperatur bei der Betonierung und dem Verlauf der Festigkeitskurve des Betons dargelegt werden sollte. Alle sonstigen Laboratoriumversuche sind von den tatsächlichen Verhältnissen beim Bau mehr oder weniger abgewichen. Am meisten war das dort der Fall, wo man den Beton unter der normalen Temperatur hergestellt hat, um ihn erst nach einiger Zeit in einem Kühlraum unterzubringen.

Den praktischen Verhältnissen am nächsten kommen die Versuche Garys im Berichtheft Nr. 60 des deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Doch auch dort werden die tatsächlichen Verhältnisse nicht hinreichend berücksichtigt, und nur in einigen Fällen besteht eine Übereinstimmung, bei der sich dementsprechend ein Abfall gezeigt hat. Um dies weiterhin nachzuweisen, wurden vom österr. Ausschuß für Eisenbeton einige Vorversuche mit einem Mischgut von $+3^{\circ}$ C Wärme ausgeführt, die in Übereinstimmung mit ähnlichen Versuchen[1]) den großen Einfluß der Abkühlung des Zementes beim Beginn des Abbindens nachgewiesen haben. Da alle Versuche hierüber an Vollständigkeit viel zu wünschen übrig lassen, so beabsichtigt der genannte österr. Ausschuß für Eisenbeton Hand in Hand mit dem deutschen Ausschuß für Eisenbeton an die Aufstellung eines diese Fragen gründlich behandelnden Versuchsprogramms zu schreiten und so den Einfluß der Kälte auf den Abbindungsbeginn zu erforschen.[2]) Vorläufig wurde auf Antrag des österr. Eisenbetonausschusses von der österr. Regierung die Vorschrift herausgegeben, daß das Mischgut bei seinem Einfüllen in die Formen wenigstens eine Temperatur von $+4^{\circ}$ C haben muß. Diese Begrenzung verfolgt nur den Zweck, den Unternehmer auf diese Gefahrquelle aufmerksam zu machen und ihm den Weg zu weisen, wie er durch eine geringe Erwärmung des Mischgutes mit Hilfe von etwas warmem Wasser oder durch Fernhalten des Frostes von den Zuschlagstoffen vor der Betonierung die Festigkeit und das regelmäßige Abbinden des Betons viel leichter sicherstellen kann, als dies selbst durch Beigabe von übergroßen Mengen von Zement möglich ist.

Der Einfluß des Frostes ist recht verschieden, man könnte fast sagen unberechenbar, je nachdem er die Erhärte- und Abbindefähigkeit zerstört oder verzögert. So berichtet z. B. Herr Ing. Wortmann, daß er bei den Betonarbeiten für die Hauptmarkthalle im Dezember 1893 500 m² 30 cm starken Beton ausgeführt hat und diesen, als Frost eintrat, mit einer 15 cm starken Kiesschicht schützen wollte. Nach fünf Monaten, im Frühjahr 1894 ergab eine Untersuchung unter der Schutzschicht einen Beton, der noch nicht abgebunden war. Es genügte ein Entfernen des Kieses, um den Beton nach wenigen Tagen vollständig zu erhärten. Natürlich liegen aber auch entgegengesetzte Erfahrungen vor, wie bei einer Decke eines Filters in Lawrence, Mass.[3]) Wir entnehmen einem Berichte von Thompson: Die Arbeit wurde im November begonnen und bis spät

[1]) Kromus, B. u. E. 1911, S. 401 und 1912, Daniels, B. u. E. 1916, S. 88 und Neumann, B. u. E. 1911, S. 83.

[2]) Der Deutsche Ausschuß f. Eisenbeton hat bereits ein Versuchsprogramm hierfür geschaffen.

[3]) Eng. Rec., 27. April 1907, S. 525 und Eng. News, 27. Februar 1908, S. 234. Siehe auch die erste Auflage dieses Kapitels Band 10/3, S. 221 Abb. 75 u. 76, welche einen Schnitt im Grundriß mit Einzeichnung des eingestürzten Teiles geben.

in den Dezember hinein fortgesetzt. Der Winter des Jahres 1906/07 war ein sehr rauher, so zwar, daß man annehmen darf, daß der Beton den ganzen Winter hindurch in der Nähe der Nulltemperatur verblieb, denn nur wenige Tage zeigten eine Temperatur über Null. Es waren zunächst die aus der Abb. 160 ersichtlichen drei Reihen Gewölbe ausgeschalt worden, und man war im Begriff, den Rest zu entfernen, als das Dach in der Mitte der vierten Reihe niederbrach und den eingezeichneten Einsturz zur Folge hatte. Der Beton zeigte nach seinem Einsturz eine durchaus weiche Beschaffenheit. Mitschuld an dem Unfall wird der überstürzten Ausschalung gegeben. Bemerkenswert ist außerdem, daß die Filterdecke sorgfältig zugedeckt gehalten war, ein Umstand, der jedoch die Einwirkung der Temperatur von unten nicht gehindert hat, und wie ich glaube annehmen zu dürfen, durch die gleichzeitige Unmöglichkeit des Austrocknens ebenfalls verzögernd gewirkt hat. Von Einstürzen, als deren Ursache Frost angegeben wird, sei erwähnt ein Vorfall beim Bau der Heil- und Pflegeanstalt am Steinhof in Wien, Kaiser-Wilhelm-Straße in Breslau u. a. m. Sie beweisen, daß man über die Grenze, wo die Kälte schädlich eingreift und wo dies nicht der Fall ist, heute noch nicht im klaren ist. Unter diesen Umständen sind die Versuche des D.-Ö. A. f. E.-B. sehr zu begrüßen.

Unsere Vorschriften erlauben eine rechnungsmäßige Beanspruchung von 40 kg/cm² in dem Beton, der nach 45 Tagen eine Würfelfestigkeit von 180 kg/cm² besitzt, was ziemlich hoch gegriffen ist. Eine Bestätigung dafür, daß diese Zahl in der Praxis wirklich erreicht wird, ist nur selten und mit wenig Glück versucht worden. Da die vorgeschriebene Würfelfestigkeit nach drei Wochen etwa 120 kg/cm² beträgt, so kann das Verhältnis zwischen der rechnungsmäßigen Biegungsspannung und der Würfelfestigkeit nach drei Wochen als eine dreifache, jenes mit der Biegungsfestigkeit rund als eine vierfache Sicherheit gegenüber dem bezeichnet werden, was die Vorschrift beim Ausschalen als volle Inanspruchnahme zuläßt. Man sollte sich durch Versuche von der tatsächlichen Größe der Biegungsfestigkeit des Betons vergewissern und könnte dann nach der Vorschrift überall dort ausschalen, wo diese vierfache Sicherheit erreicht ist. Man wird also, um einen Grenzfall anzuführen, bei einer Decke, deren Eigengewicht 400 kg/m², deren Nutzlast 1600 kg/m² beträgt, die beide zusammen für 2000 kg/m² Last eine rechnungsmäßige Druckspannung von 40 kg/cm² hervorrufen, so vorgehen können, daß man ausschalen läßt, sofern das Tragwerk vorläufig nur mit 400 kg/m² Eigenlast und 400 kg/m² Nutzlast belastet wird, und der Beton nur 20 kg/cm² Belastung erfährt, und eine Festigkeit von $4 \cdot 20 = 80$ kg/cm² besitzt. Ich habe diese Zahlen deshalb angeführt, um vor einer etwa zu weitgehenden Benutzung dieser Gedankenfolge zu warnen. Einem Beton von größerer Weichheit ist nicht mehr zu trauen, weil seine Formänderungen größer sind, als man sie sonst für zulässig ansieht. Da genügt der Nachweis der vierfachen Sicherheit gegenüber der Spannung nicht mehr. Man wird daher in einem solchen Falle oder bei einem noch größeren Mißverhältnis zwischen Eigen- und Nutzlast höhere Anforderungen stellen müssen, als die Vorschriften im allgemeinen verlangen. Diese geringe Mühe des Nachweises der tatsächlichen Festigkeitseigenschaften des Betons gibt jedoch eine volle Gewißheit. Sie ist besonders wichtig, wenn man einen mehrstöckigen Bau ausführt und die unteren Schalungen vorzeitig zu entfernen versucht, um sie in den oberen Geschossen oder anderweit zu verwenden (s. Seite 158). Die Gefahr eines Fehlgriffes ist dann so groß, daß der Verlust in keinem Verhältnis zu der möglichen Ersparnis steht, und die Klugheit fordert, daß man vollständig sicher gehen muß. Man muß den Wagemut bewundern, wenn der Unternehmer ohne diese Hilfsmittel zu solchen Sparverfahren greift. Er benutzt die Lufttemperatur zu gewissen Tagesstunden

allgemein als Maßstab, während bestenfalls der Temperaturverlauf der letzten 24 Stunden als solcher gelten könnte, weil dieser für die Temperatur der Zuschlagstoffe maßgebend ist. Das einfachste ist natürlich, wenn man die Temperatur des Mischgutes selbst mißt und Maßnahmen trifft, die von dem Mischgut die Kälte fernhalten. Es gibt auch viele Beispiele von einem unzureichenden Schutz des im Abbinden begriffenen oder noch grünen Betons. Als solches sei ein Vorfall in Reichenberg[1] und in Polzin[2]) erwähnt.

In Reichenberg war von der 8 cm-Dachplatte an der Wetterseite des Hauses trotz Zudeckens stellenweise bis die Hälfte durch Frost zerstört. Gewöhnlich leidet nur die Zementhaut. Es hat mir aber gerade jetzt ein Fall vorgelegen, wo freilich unten nicht geheizt wurde und die ganze Decke erfroren ist. Nur an der Oberfläche war stellenweise eine geringe Abbindung eingetreten.

Von weiteren Beispielen des Einsturzes von Betondecken wegen zu frühen Ausschalens sei desjenigen in der Mochowajastraße in St. Petersburg Erwähnung getan, es liegen hierüber zwei Gutachterberichte vor.[3]) Diese sind aber eher geeignet, die Sache zu verdunkeln; kennzeichnend ist, daß auch hier der Unfall sich im Herbst zutrug.

In Hamburg stürzte im November 1907 die Decke eines Zimmers des Atlantic-Hotels ein, die aus Versehen zu früh ausgeschalt wurde und im Herabstürzen zwei Stockwerke durchschlug.

Es ist dies einer der wenigen Fälle dieser Art, über deren prozessuale Behandlung in der Öffentlichkeit ausführlich berichtet wurde.[4])

Die Verantwortung des angeklagten Bauführers bestand darin, daß er die auszurüstenden Decken dem Arbeiter genau angegeben hatte, während dieser die Handbewegung falsch verstanden hat. Der Betonmeister war endlich an einer anderen Stelle des Baues beschäftigt gewesen, die Einrüstung einer acht Tage alten Decke an einer Stelle im zweiten Stock zu entfernen, wo oberhalb eine neue Decke betoniert wurde. Auch hier muß der Satz in der Verteidigung „infolge des zu erwartenden Frostes wurde mit der Fertigstellung der Arbeit sehr geeilt", besonders hervorgehoben werden.

Ich möchte nicht unterlassen, aus den mir zugegangenen Antworten auf eine solche zu verweisen, worin mir der betreffende Baurat — ein wahrer weißer Rabe unter seinen Amtsgenossen — über zwei Vorfälle dieser Art — Einstürze, herrührend von vorzeitiger Ausschalung — in seinem Bezirk Mitteilung macht.

Kennzeichnend bezüglich der Jahreszeit ist auch ein Bericht aus Cassel:[5]) Decke von 800 m², bis 30. November fertiggestellt, am 13. Dezember — also für die Jahreszeit viel zu früh — ausgeschalt, am 19. Dezember die Hälfte eingestürzt.

Ein Unglücksfall, der durch seine Größe Aufsehen erregte, hat sich auch in Frankreich, in Marquette bei Lille, zugetragen[6]) (Abb. 165). Man hatte bereits mit der Aufstellung der Maschinen in den unteren Stockwerken begonnen, als der ganze Eisenbetonbau beim Ausrüsten der obersten Stockwerke in sich selbst zusammenstürzte, nur die Umfassungsmauer stehen lassend. Der letztere Umstand wäre bei einer soliden Verbindung des inneren Ausbaues mit den Umfassungswänden unmöglich gewesen. Bei diesem Bau ist eine Überhastung als Unglücksquelle angegeben. Es sei deshalb hervorgehoben, daß eine rasche Herstellung der Güte des Betonbaues nur förderlich ist, und daß selbst

---

[1]) B. u. E. 1909, S. 204.
[2]) B. u. E. 1917, S. 71.
[3]) B. u. E. 1904, S. 294, Referat von Shitkewitsch.
[4]) B. u. E. 1909, Heft V.
[5]) B. u. E. 1908, S. 47.
[6]) B. u. E. 1908, Heft III, S. 75 sowie „La Dépêche" in Lille am 22. August u. Folge.

die dabei unvermeidlichen Erschütterungen des grünen Betons diesem in gewissen Grenzen zugute kommen. Die Fehler liegen bei Überhastung auf anderem Gebiete, auf der Nachlässigkeit, mit der alles, selbst das Wichtigste, behandelt wird.


Abb. 165. Mühle in Marquette bei Lille.

Die Fälle, wo die Kälte als solche ohne eine nähere Angabe des Zusammenhanges angeführt wird, sind häufig, wie z. B. in Cassel[1]) und Elbing.[2]) Ein besonders kennzeichnender Unfall dieser Art ergab sich bei dem Lyman-Starkgebäude in Cedar Rapids J.[3]) (Abb. 49). Im Oktober-November war die Arbeit im vierten bis siebenten Geschoß und Dach gediehen. Das Dach wurde am 14. November betoniert, als der Einsturz erfolgte. Die Zahl der Herbstunfälle ist Legion; es sei hierzu auf früher auf Seite 51 angeführtes verwiesen.

Anlaß zum Einsturz ergibt sich auch durch das Bestreben, an Schalung zu sparen, wie in Kiel,[4]) in Delmenhorst,[5]) oft auch wegen der Prämien und Konventionalstrafen.[6]) Ebenso wie die Kälte kann auch zu große Hitze die Qualität des Betons schädigen, ihn sogar durch unmittelbare Bestrahlung stören.[7]) Auch das zu rasche Aufbringen des warmen Teers auf den noch grünen Beton der Dächer ist gefährlich.[8]) Doch gilt dies auch von einem jeden zu frühen Luftabschluß gegen Frost.

### 4. Mängel aus dem Gebrauch schlechter Baustoffe.

Ein Versagen des ganzen Betonbauwerks kann durch die Verwendung von ungeeigneten Bestandteilen für den Beton verschuldet werden.

a) Anmachwasser. Dieses kann Salze oder schädliche Säuren enthalten. Es sei hier besonders auf den als unlöslich geltenden Gips deshalb verwiesen, weil eine derartige Gipslösung leicht übersehen wird und doch den damit angemachten Beton in einen Brei verwandelt. Jedoch auch andere Stoffe, insbesondere kohlensaure und Salze der Humussäure, sind gefährlich und erzeugen ebenso wie ein Überschuß an Chlormagnesium Treiberscheinungen. In allen Fällen, wo kein Beweis für das Vor-

[1]) B. u. E. 1908, S. 47. — [2]) B. u. E. 1909, S. 146; 1911, S. 158. — [3]) Eng. News 1913, S. 1104. — [4]) B. u. E. 1911, S. 18 bis 188. — [5]) B. u. E. 1912, S. 150. — [6]) Ton.-Ind. 1912, S. 1602. — [7]) Ton.-Ind. 1912, S. 1602. — [8]) B. u. E. 1916, S. 119 u. Frage Nr. 22, S. 310.

handensein eines einwandfreien Anmachwassers besteht, wie er sich dort leicht ergibt, wo in der Umgebung vielfach Bauten ausgeführt worden sind, ist eine chemische Untersuchung zu empfehlen. Dies gilt insbesondere in ländlichen Bezirken. Die Kosten einer derartigen Untersuchung stehen in keinem Verhältnis zu den sich möglicherweise ergebenden Folgen einer Unterlassung. Sobald sich böse Folgen einstellen, entsteht nachträglich immer ein Streit darüber, wer diese Untersuchung hätte vornehmen sollen. Ob sie bereits von dem entwerfenden Ingenieur, welcher die Pläne des Betonbauwerks verfaßt hat, hätte veranlaßt werden sollen oder aber ob der Bauherr oder der Unternehmer hierzu verpflichtet gewesen wäre und daher für die Folgen der Unterlassung verantwortlich ist. Im Falle der Unterlassung dieser Untersuchungen würde es sich empfehlen, sich mindestens über die Frage der Verantwortung von vornherein Klarheit zu schaffen, umsomehr, als dies Hand in Hand auch mit dem späteren Schutz gegen den Einfluß der Grundwässer geht, auf welchen wir weiter unten nochmals zurückkommen werden. Am gefährlichsten ist es, wenn man bedenkliche Grundwässer nicht nur als Anmachwasser benutzt, sondern ihnen auch durch einen porösen Beton Zutritt in das Innere gewährt.

b) Zuschlagstoffe. Ein häufiger Grund schlechter Ergebnisse ist in unreinen Zuschlagstoffen zu suchen, sowie in der Verwendung eines Materials, das entweder zu viel Sand oder Staub oder aber wieder zu wenig Sand enthält. Das bloße Gefühl, ob die Feinheit oder inwieweit eine lehmige Beschaffenheit der Zuschlagstoffe schädlich ist, ist häufig genug irreführend, und man soll sich in Zweifelsfällen nicht darauf verlassen; besonders dort, wo Sand und Schotter gemischt vorkommen, ist eine Absiebeprobe zu empfehlen. Am raschesten wird eine Güteprobe mittels eines Kontrollbalkens den nötigen Aufschluß bringen. Ich verweise auf die wiederholten Vorkommnisse, bei welchen ein durch die Amtsorgane als schlecht bezeichneter, von der Verwendung ausgeschlossener billiger Sand bessere Ergebnisse und höhere Druckfestigkeiten gezeitigt hat als ein von weither herbeigeschaffter teurer oder ein mit großen Unkosten gewaschener Sand.

Der Gebrauch schlechter Zuschlagstoffe findet sich als eine Mitursache eines Bauunfalles fast in allen Unfallberichten erwähnt. Seine Bedeutung als Kennzeichen für die Qualität des ganzen Bauwerks wird in ähnlicher Weise unterschätzt wie der Einfluß der Temperatur. Beiden Fragen ist ohne eine laufende Qualitätsprüfung des Baubetons durch Kontrollbalken nicht beizukommen. Das überwachende Amt sollte bei jedem Bau wenigstens einmal durch eine beliebige Probeentnahme aus der Mischmaschine die Qualität des Betons feststellen. Es wurde z. B. in Schweinfurt[1]) nachgewiesen, daß örtlich gebrauchte und allgemein übliche Zuschläge ganz geringe Betonfestigkeiten ergeben, ohne daß dies jemand gewußt hat. Bei jedem Bau ist im allgemeinen volkswirtschaftlichen Interesse zu erwägen, ob der nächstbeste Sand und Schotter nicht auch gut genug ist. Es erscheint daher auch notwendig, die Prüfung des Betons auf seine Verwendbarkeit fallweise vorzusehen, ohne überspannte Forderungen zu stellen.

c) Zement. Vor dem Kriege hat bei der Verwendung von schlechtem Zement häufig ausländischer Zement eine Rolle gespielt, indem der aus Belgien kommende Romanzement unter dem Namen des Portlandzements in den Handel gebracht worden ist. Es wird der Einsturz einer Betondecke in Haltern[2]) und Köln[3]) auf diesen Umstand

[1]) B. u. E. 1912, S. 303.
[2]) B. u. E. 1906, S. 293.
[3]) B. u. E. 1909, S. 182.

zurückgeführt. Die Untersuchung ergab, daß der Beton nicht ordentlich abgebunden hatte und beim Alter von 30 Tagen in der Mischung von 1 : 9 15 bis 20 kg/cm² Festigkeit zeigte. Während des Krieges sind eine Reihe von Ersatzstoffen des Portlandzements aufgetaucht, doch ist mir kein Fall bekannt, wo man einen derartigen Ersatzstoff im Eisenbetonbau verwendet hätte. Sie sind uns teilweise auch jetzt noch erhalten geblieben und streben alle aus Reklamezwecken die Erlaubnis an, dem Portlandzement gleichwertig zu sein und im Eisenbetonbau Verwendung zu finden. Ohne da irgend etwas besonders anzuführen, muß doch allgemein gesagt werden, daß, wenn schon beim Portlandzement Versager unvermeidlich sind, dies bei allen ähnlichen Ersatzstoffen so lange wahrscheinlicher ist, als keine umfangreiche Erfahrung vorliegt.

Die zunehmende Seltenheit von wirklich schlechten Zementen hat die gesamte Bauwelt in Sicherheit gewiegt, und das gewiß richtige Schlagwort, daß es ein Lebensinteresse der Zementfabriken selbst ist, guten, gleichmäßigen Zement zu liefern, hat dazu geführt, daß einige wenige Fabriken unter dem Deckmantel dieser allgemeinen Flagge ungestört sündigen können. Es muß ohne weiteres zugegeben werden, daß in dieser Hinsicht auch guten, verläßlichen Zementfabriken viel Unrecht geschehen ist durch die bequeme Ausrede, der Zement sei schlecht gewesen.

Kommt die Sache zu einem gerichtlichen Austrag, so liegt die Entscheidung in allen ähnlichen Fragen oft in den Händen von wenig erfahrenen Sachverständigen, also, besser gesagt, im Schoße des Zufalls.

Ich möchte gleich hier meinen Standpunkt dahin bestimmen, daß man dem Zement in Zweifelsfällen, wenn, wie gewöhnlich, kein unmittelbarer Beweis vorliegt, keine Schuld geben soll, weil das eingangs erwähnte Fabrikationsprinzip als Wahrscheinlichkeitsbeweis für seine Unschuld überall dort gelten kann, wo laufende Qualitätsproben in der Fabrik vorgenommen werden, was heute von jeder ordentlich geführten Fabrik erwartet werden darf. Die gesammelten bösen Erfahrungen der Zementfabriken haben dazu geführt, daß diese sich ein Verteidigungssystem gegen solche Anschuldigungen zurechtgelegt haben, das jeder Unternehmer kennen sollte, wenn er mit der Möglichkeit rechnet, schlechten Zement zu bekommen, und dann beabsichtigt, die Zementfabrik für den erlittenen Schaden haftpflichtig zu machen. Er sollte zunächst den Schlußbrief, auf Grund dessen er Zement bezogen hat, daraufhin besehen, ob darin überhaupt eine haftpflichtige Person vorkommt. Der Zwischenhändler kann als eine solche kaum gelten, einesteils, weil er gewöhnlich nicht hinreichend vermögend ist, und zweitens, weil er verschiedene Marken vertreibt oder doch von einer Marke verschiedene Altersklassen hat, deren Auseinanderhaltung nicht immer nachweisbar ist. Es empfiehlt sich daher, bei wichtigen Lieferungen den Zement unmittelbar bei der Fabrik, und wo dies nötig ist, beim Verband zu bestellen. Hier scheint vielleicht der richtige Ort zu sein, die Vor- und Nachteile der Kartellierung von Zementfabriken mit ein paar Worten zu streifen. Der Österreichische Verband hat seinen Standpunkt gegenüber der Behauptung, daß der Verband die Abnahme schlechter Marken erzwinge, bei einem Prozeß folgendermaßen gekennzeichnet:

„Der Hauptvorteil des Zementkartells besteht darin, daß dem Konsumenten jeweils jene Portlandzementmarke zugeteilt wird, für die die geringsten Frachtspesen von der Fabrik zu dem Konsumorte bestehen, so daß jede dem Kartell angehörige Fabrik vornehmlich in ihrem natürlichen Absatzgebiete beschäftigt wird. Beansprucht aber ein Konsument eine bestimmte Fabrikmarke und erwachsen hierdurch höhere Frachtauslagen, so steigert sich naturgemäß auch der Verkaufspreis, und gegenüber dieser Eventualität

ziehen die Konsumenten meistens unter Zurückstellung ihrer Wünsche nach einer besonderen Marke die billigere Ware vor."

Neben dieser ganz richtig angeführten Frachtersparnis kommt die beim Wegfall der Konkurrenz sich einstellende Preiserhöhung als wichtigstes Motiv zur Bildung eines Kartells in Frage. Anderseits führt der gleichmäßige Preis im allgemeinen zu einer gleichmäßigen Qualität, wobei jedoch das Verschwinden besonders guter Ware mit viel mehr Wahrscheinlichkeit eintritt als umgekehrt. Günstig auf die Qualität wird ein Kartell nur dann einwirken, wenn, wie dies in Deutschland geschieht, die schlechten Fabriken überwacht werden. Sonst wirkt der Mangel einer Konkurrenz lähmend auf den Wettbewerb in Güte. Es bietet also das Kartell den schlechten Fabriken einen weitgehenden Schutz mit bezug auf Absatzverhältnisse und Preis. Daher kommt es auch, daß das den guten Fabriken zugewiesene Quantum bald erschöpft ist und in allen späteren dringenden Fällen nur minderer Zement zu haben ist. Es ist daher kartellierter Zement mit Vorsicht zu behandeln, wenn sich aber ein Unternehmer „unter Zurückstellung seiner Wünsche" zu einer ihm fremden Marke entschließt, dann ist wohl doppelte Vorsicht zu empfehlen.

Der Schlußbrief der Zementfabrik enthält eine Klausel, laut welcher sie garantiert, daß der Zement den im Lande üblichen Normen entspricht. Diese Klausel enthebt die Fabrik zwar nicht vollständig der Verantwortung, wenn keine Proben gemacht wurden und der Beweis eines schlechten Betons vorliegt, aber es ist offensichtlich, daß der Fall des Schadenersatzes nur dort klar ist, wo auch die Unzulänglichkeit der Normenproben nachgewiesen werden kann. Dies war in allen mir bekannt gewordenen Fällen nicht möglich, da Proben nicht gemacht worden waren. Diese werden bekanntlich — so bedauerlich dies ist — nur in den seltensten Fällen ausgeführt. Es muß aber auch gesagt werden, daß durch diese Klausel eine Haftpflicht der Fabrik für jene seltenen Grenzfälle ausgeschlossen erscheint, in welchen der Zement die Normen, wenn auch noch so knapp, bestanden hat und trotzdem einen schlechten Beton ergibt. Man darf hierbei nicht übersehen, daß das Handelsgesetz nur Ware mittlerer Güte und Beschaffenheit zu liefern verpflichtet und daß also die Bezeichnung „Prima"-Portlandzement im Sinne des Gesetzes nur eine Phrase ist und daher für Eisenbeton, wo mittlere Ware nicht genügt, besondere Zusatzbestimmungen von vornherein nötig erscheinen.

Ein weiterer Punkt, der zu beachten ist, kommt im österreichischen Handelsgesetz durch die Vorschrift zum Ausdruck, daß der Käufer die ihm zugesandte Ware, soweit es nach dem ordnungsmäßigen Geschäftsgang tunlich ist, sofort zu untersuchen hat. Es ist jeder Anspruch nach dem Gesetz hinfällig, wenn er dies zu tun unterläßt. Die Frage, ob dies bei Zement möglich ist, wenn, wie das gewöhnlich der Fall ist, der Zement nach seiner Ankunft gleich in Verwendung genommen wird, ist eine strittige. Es kann aber aus diesem Paragraphen die Behauptung abgeleitet werden, daß, wenn der Käufer dies überhaupt, d. h. auch später unterlassen hat, seine Klageberechtigung damit hinfällig wird. Die Sache ist deshalb so verwickelt, weil bei einer unbekannten Marke oft jede Sendung aus einem anderen Silo sein kann. Es nutzt daher wenig, Proben mit derselben Marke von vornherein zu machen. Es wären daher so viele Proben nötig, daß man es dem Unternehmer nicht übelnehmen darf, wenn er gewöhnlich darauf verzichtet. Dies ist um so bedauerlicher, weil er dann nicht nur der Beurteilung des Zements, sondern auch aller anderen Umstände, die die Güte des Betons ausmachen, verlustig wird. Unter diesen Umständen kann also nur der Fabrikant über die Güte des gelieferten Portlandzements eine verläßliche Auskunft

geben. Es kann jedoch kein Mensch von ihm verlangen, daß er in solch einem Falle seine Schuld selbst eingestehen soll. Die über gerichtlichen Auftrag oder freiwillig vorgelegten Probenprotokolle der Zementfabriken haben meines Wissens keinen Anhaltspunkt enthalten, der gegen die Qualität sprechen würde.

Nehmen wir also den Fall an, es sei dem Kläger gelungen, diesen ersten Befestigungsgürtel mittels gleichwertiger Argumente zu nehmen, so hat er weiter den Beweis zu führen, daß

1. kein anderer Umstand als der Zement Schuld an dem Fehlschlag getragen hat, was bekanntlich nicht so einfach ist, und

2. daß er die Zementfabrik von den auftretenden Mängeln rechtzeitig verständigt hat. Auch hierüber bestehen gesetzliche Vorschriften, denen aber bei der freien Beweiswürdigung des Richters geringere Bedeutung zukommt. Gefährlich kann die Sache nur dann werden, wenn der Käufer selbst nach dem Auftreten von Mängeln diese rechtzeitige Verständigung und die Vornahme von Proben unterlassen hat. Hat er auch diesen zweiten Befestigungsgürtel der Zementfabrik trotz Mangels von Proben überwunden, so obliegt es ihm, nun den Beweis zu führen, welche mangelhaften Eigenschaften des Zements den Fehlschlag im Beton herbeigeführt haben, und es ist schließlich noch die Frage zu entscheiden, ob der Schadenersatz in der bloßen Rückvergütung des verbrauchten Zements oder im Ersatz der gesamten Bauauslagen oder auch unter Einbeziehung des entgangenen Verdienstbetrages anzusetzen ist. Es sei erwähnt, daß mir ein einziger krasser Fall bekannt geworden ist, wo der Unternehmer mit seinem Prozesse gegen eine gute Portlandzementfabrik einen nennenswerten Erfolg erzielt hat, und auch da nur durch einen Ausgleich, den ich in erster Linie der Geschicklichkeit seines Vertreters Dr. Harpner und dem Eingreifen der übrigen Unternehmer zuschreibe.

In einem meiner Gutachtertätigkeit unterworfenen Falle haben den Sachverständigen zur Beweissicherung folgende Fragen vorgelegen:

1. ob die Betonarbeit in ihrer ganzen Ausdehnung gleichmäßig vollständig mißlungen ist, und

2. ob die Betonarbeit in vollständig ordnungsmäßiger Weise hergestellt wurde.

Bei einer anderen Verhandlung wurden seitens der Zementfabrik Fragen beantragt und vom Gericht gestellt, deren Inhalt sich aus den folgenden Antworten ergibt, die von den Sachverständigen — einem Praktiker und einem Professor — verfaßt wurden und hier als Beispiel solcher Gutachten Platz finden mögen, weil sie die erwartete Klärung gewöhnlich nicht bringen.

a) Es ist möglich, Zement sofort dahin zu prüfen, ob er den Normen in Ansehung seiner Abbindefähigkeit entspricht, technisch richtig gesagt: die Abbindezeit zu prüfen. Diese Probe wird schon nach einigen Stunden, etwa 4 Stunden, ein Resultat ergeben. Was aber die Erhärtung betrifft, so kann die Probe allerdings sofort eingeleitet werden, jedoch bedarf es zur Feststellung der maßgebenden Ziffer (Druckfestigkeit) eines Zeitraumes von 4 Wochen. Wenn sich aber zeigt, daß der Zement, im Gemenge mit geeignetem Schotter, Sand und Wasser, auf gehörige Weise verarbeitet, sich überhaupt nicht abbindet, so muß sich dies nach wenigen Tagen zeigen. Die Zahl der Tage hängt unter anderem auch von der Temperatur, unter welcher gearbeitet werden kann, ab. Zeitraum bei ungünstigen Verhältnissen höchstens eine Woche. Es ist aber nach unserer Ansicht nicht allgemein gebräuchlich, daß eine solche Untersuchung des Zements vor der Verwendung geschieht.

b) Ein vorsichtiger Geschäftsmann wird es nicht unterlassen, vor der Verwendung den Zement auf seine Abbindefähigkeit zu prüfen, weil das Risiko ein bedeutendes ist. Unerläßlich nach ordnungsgemäßem Geschäftsgange halten wir eine solche Prüfung nicht. Wenn der Unternehmer die Marke, die er bekommt, nicht kennt, ist allerdings eine solche Prüfung nach

ordnungsgemäßem Geschäftsgange unerläßlich. Hat er aber schon einmal einen Verdacht gegen diesen Zement ausgesprochen, so wäre es nach ordnungsgemäßem Geschäftsgange nötig gewesen, die Prüfung vorzunehmen.

c) Wenn eine Prüfung überhaupt stattfindet, so ist es nicht üblich, die Probe nur auf Abbindezeit und Erhärtung vorzunehmen, sondern man prüft dann vollständig nach den Normen. Wenn sich schon nach einigen Tagen zeigt, daß die Abbindung und Erhärtung fast mangelt, so sind die anderen Proben überflüssig. Durch Kuchen- und Würfelprobe kann der vollständige Mangel der Abbindefähigkeit und Erhärtung erwiesen werden.

Zur Prüfung der Abbinde- und Erhärtungsfähigkeit sind maschinelle, chemische oder technische Vorkehrungen nicht erforderlich; solche Proben können auf dem Bauplatze vom Polier und qualifizierten Vorarbeitern vorgenommen werden. Zur Durchführung der normenmäßigen Prüfung sind allerdings maschinelle Apparate und technisch gebildete Leute erforderlich. Solche Apparate brauchen die Betonbauunternehmer nicht zu besitzen. In neuerer Zeit werden von den größeren Bauunternehmern und den Behörden solche Apparate angeschafft, um die normenmäßige Prüfung selbst vorzunehmen. Eine solche Normenprüfung wird auch gegen Gebühr für jedermann vorgenommen von hierzu geschaffenen staatlichen und nicht staatlichen Anstalten.

Ob es möglich ist, bei ordnungsmäßigem Geschäftsgange vor der Arbeit Prüfung des Zements vorzunehmen und das Resultat abzuwarten, hängt von den Umständen des Falles ab. Es steht natürlich nichts im Wege, die Prüfung vorzunehmen und durchzuführen und dabei mit der Arbeit fortzufahren, wobei man natürlich ein Risiko übernimmt.

Das Gerücht, daß an sonstigen Einstürzen schlechter Zement schuld gewesen sein soll, ist mir sonst, trotz seinem regelmäßigen Auftauchen, in keinem Fall bestätigt worden. Dieses Gerede hat umsoweniger Wert, als die Zementfabrik so lange keinen Anlaß hat, ihren Kunden, den Unternehmer, in dieser bequemen Ausrede zu stören, als er nicht versucht, es beweisen zu wollen.

Der Ruf unseres Portlandzements ist so fest gegründet, daß er durch so etwas nicht geschädigt werden kann.

Ausführlich über die Frage äußert sich Dr. W. Michaelis jun.[1]) in seinem Vortrag: How to prevent failures in reinforced concrete work?

Baurat Deditius[2]) teilt einen Fall aus Lübeck mit, wo anscheinend aus Versehen eine Mischung ganz ohne Zement nur aus Sand in die Decke, die dann einstürzte, einbetoniert wurde.

Jene Vorfälle, bei welchen der Unternehmer in unziemlicher Weise Zement erspart, so daß diese Ersparnis zu einem Unfall führt, sind heute so selten geworden, daß in der mir vorliegenden Literatur nur ein einziger Fall sich mit der Frage beschäftigt. Deshalb ist die Welt nicht besser geworden und ist das Gewissen des Unternehmerpoliers nicht weniger dehnbar, wie es in früheren Zeiten gewesen ist. Diese Besserung hat sich dadurch ergeben, daß der Unternehmer heutzutage weiß, wie weit er mit solchen Ersparnissen gehen kann und eine zuweitgehende Ersparnis ihm anstatt des erhofften Gewinns Verluste bringen könnte, welche zu jenem in keinem Verhältnis stehen. Nicht unerwähnt soll bleiben, daß die Zemente in der Qualität sich so verbessert haben, daß die einstmals vorgeschriebenen und in den Vorschriften enthaltenen Mischungen vielfach ohne eine Gefahr eine Verminderung erlauben und man dort, wo man genau auf ihre Einhaltung achtet, eine volkswirtschaftliche Verschwendung begeht. Es ist daher sehr zu begrüßen, daß man von einer vorgeschriebenen Mischung vielfach ganz abgesehen hat und nur den Unternehmer zur Einhaltung der Mindestfestigkeit verpflichtet. Dort, wo man auf die Einhaltung der vorgeschriebenen Gewichtsmenge Wert legt und Zement selbst beistellt oder die Mischung schärfer kontrolliert, wird

[1]) Siehe Journal Western society of Engineer, August 1907, S. 455 oder Cement Age 1907, S. 411.
[2]) B. u. E. 1908, S. 410.

ein Abgang als Regel zu bezeichnen sein. In der Unzahl von darauf hinauslaufenden Prozessen findet sich ein Prozentsatz als „erlaubter Abgang" eingeführt. Dieser erlaubte Abgang wird gewöhnlich in der Weise bemessen, daß man die gestrichen angefüllten Meßgefäße mit dem Fall vergleicht, wo die Zementgefäße etwas zu wenig und die Zuschlagstoffe etwas zu viel abgefüllt worden sind.

Eine schöne Zusammenstellung dessen, was sich mit bezug auf schlechte Baustoffe ereignen kann, gibt der amtliche Bericht Nr. 19[1]) über den Einsturz einer Hallendecke:

„Der Kies stand kostenlos in einer benachbarten Grube zur Verfügung, war aber lehmhaltig und mit Wurzelfasern durchsetzt, der Zement band nur äußerst langsam ab. Der leitende Architekt behauptete, seiner Firma während des Baues dies gemeldet zu haben; Abhilfe wurde nicht geschaffen. Die sofort nach dem Einsturz angestellte Untersuchung ergab, daß die Eisenbetonbalken anstatt der vorgeschlagenen 50 cm nur eine Höhe von 46 cm hatten. Die Zugeisen waren unregelmäßig verlegt, sie lagen auch zum Teil zu hoch und hatten bei einem Balken an den Enden keine Haken; sie haben sich daher hier aus dem Auflager glatt herausgezogen. Die Bügel reichten nicht weit genug in die Platte hinein, die Deckenplatte hatte sich daher vollständig von den Balken abgeschoben. Der Beton hatte sich von den Eisen gelöst, es fanden sich kleine Steinnester darin, reine Zementstellen, lehmige und sandige Teile, auch Stroh- und Schilfteile. Man sprach davon, daß die den Beton mischenden Frauen einen Sack voll pulverförmigen, gelöschten Kalk an Stelle von Zement verarbeitet hätten."

## D. Nachträglich zerstörende Einflüsse.

### 1. Mechanische Zerstörungen.

Bauunfälle infolge von Kräften, welche über die Tragfähigkeit des Bauwerks hinausgehen, entstehen zunächst im Wege der Störung in seiner Basis. Als ein besonders häufiges Beispiel sei die Aushebung einer großen Baugrube in der unmittelbaren Nachbarschaft des Bauwerks erwähnt, doch kann auch ein Rammen von Pfählen eine ähnliche Wirkung haben. Als ein Beispiel sei hier eine Ausführung (Abb. 166) angeführt, über die Herr Ing. N. Piatnitzky bei den Hafenarbeiten in Ponaptee im Kaukasus berichtet. Es wurde dort ein Eisenbetongerüst zu dem Zweck gebaut, um 40 t schwere Betonblöcke verladen zu können, wie sie zu den Hafenbauten nötig werden. Das Bauwerk wurde 1911 hergestellt und 1912 probebelastet, ohne daß irgend ein Fehler aufgetreten wäre. Diese Belastung wurde im Herbst wiederholt, und gleichzeitig wurden die in Abb. 166 ersichtlichen Pfähle im Abstand von über 10 m von dem Bauwerk eingetrieben. In der Folge traten Risse an der Verbindungsstelle zwischen Balken und Stützen ein, welche sich nur als Folge der Erschütterung erklären lassen, die durch die unmittelbar in der Nähe ausgeführte Fundierung entstanden ist. Vorfälle bei Überlastung durch Schnee oder durch Erdmassen wären auch hier einzureihen.

Weitere Beispiele dieser Art bestehen in einer Überlastung des Tragwerks selbst, welche man oft ohne Rücksicht auf seine Tragfähigkeit vornimmt. Trotzdem solche Vorkommnisse bei Magazinen und anderen Bauten leider nicht zu den Seltenheiten gehören, so sind Unfälle, herrührend aus diesen Quellen, bei Eisenbeton bei einer mit dem Alter sich steigernden, weit über das vorgesehene Maß hinausgehenden Tragkraft bisher nicht bekannt geworden und in allen Fällen auf andere ältere, oft in der unglaubhaftesten Weise ausgenutzte Bauten beschränkt geblieben. Dagegen ist es bei Betonbauten sehr gefährlich, den eben vollendeten Bau zu überlasten, wie dies

[1]) B. u. E. 1918, S. 144.

vom Unternehmer häufig mit den zum Bau nötigen Bestandteilen geschieht, so z. B. bei dem früher erwähnten Vorfall in Wien[1]) (Abb. 167) und in Elbing.[2]) Einen besonders kennzeichnenden Vorfall gibt die amtliche Unfallstatistik in Nr. 20[3]) bei dem Einsturz einer Lagerhausdecke[4]) wieder.

Die Decke war von dem ausführenden Architekten auf 850 kg/m² Gesamtlast berechnet, während ursprünglich 1000 kg/m² Gesamtlast vorgesehen waren. Im Betriebe scheint man mit 1000 kg/m² Nutzlast gerechnet zu haben, dazu kam der verhängnisvolle Irrtum, daß man an eine fünffache Sicherheit glaubte. Nach später angestellten Berechnungen, die allerdings nicht unwidersprochen geblieben sind, soll eine stellenweise Belastung von 2850 kg/m², ja sogar bis 5400 kg/m² vorgekommen sein. Im übrigen erklärte der Sachverständige den Einsturz als Folge eines unglückseligen Zusammentreffens einer Reihe technischer Maßnahmen, von denen jede für sich nicht als schuldhafter Verstoß angesehen werden könne.

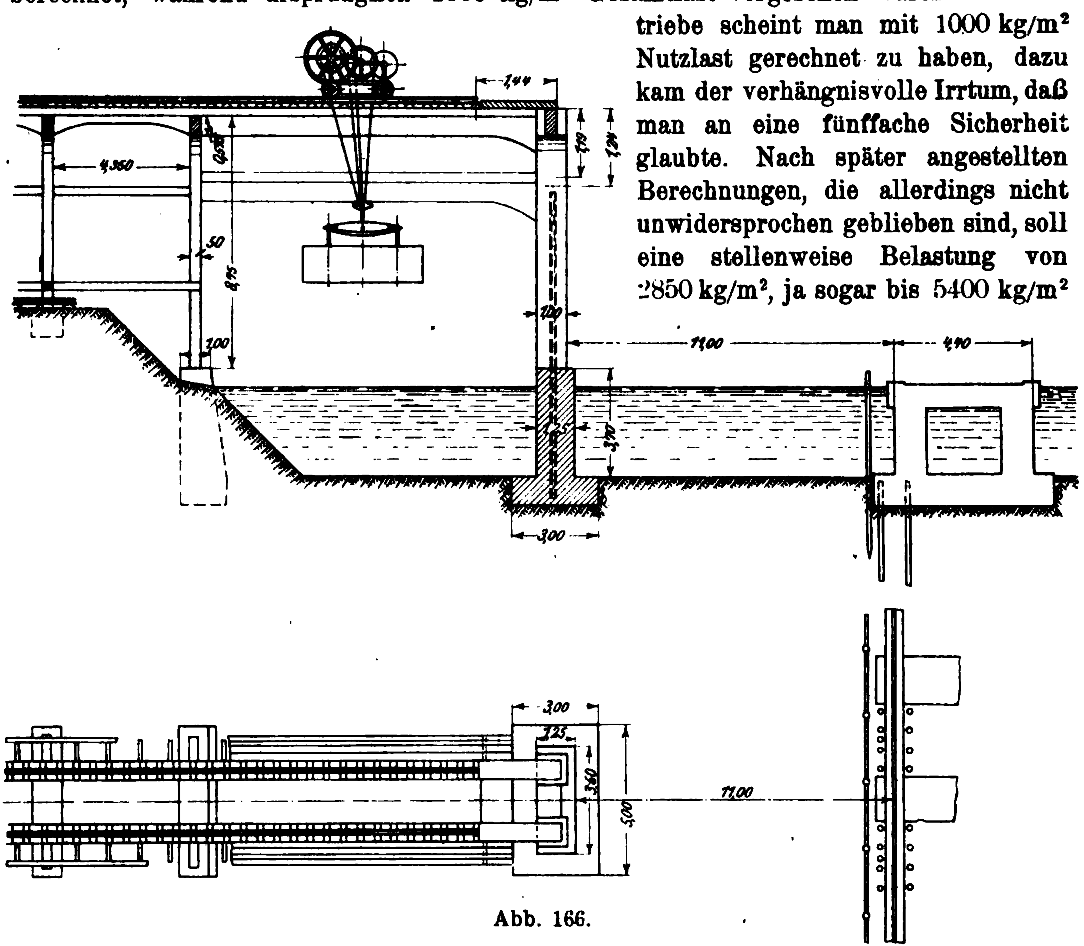


Abb. 166.

Die Überlastung war eine derartige, daß Herr Baurat Dr. Friedrich in seinem Bericht sagt, daß es ihm ratsam erschien, die zuständige Polizeiverwaltung in Lichtenberg zu veranlassen, die sofortige Entlastung der Decken zu fordern, um einen weiteren Zusammenbruch zu verhüten, was auch geschah.

Eine weitere Besichtigung in den unteren Geschossen ergab die Tatsache, daß fast überall bei weitem über das zulässige Maß Stapelungen schwerer Eisenteile und Belastungen mit schweren Maschinen stattgefunden hatten. Im Erdgeschoß waren derartig schwere und große Maschinen aufgestellt, daß schon der bloße Augenschein ein Vielfaches der zulässigen Belastung feststellte.

---

[1]) B. u. E. 1912, S. 391 und 1916, S. 135.
[2]) B. u. E. 1911, S. 207.
[3]) B. u. E. 1918, S. 145.
[4]) Baugewerksztg. vom 22. August 1914.

Dazu kamen dann noch die Erschütterungen infolge der Bewegungen und Stöße der Maschinen, die mitunter zu 100 vH. der Last selbst angenommen werden mußten. Aus diesem Grunde ergab sich für das zuständige Baupolizeiamt von Lichtenberg ebenfalls die Notwendigkeit, zum Schutze der in der Fabrik beschäftigten Arbeiter den Betrieb zu sperren und die Anlagen zu räumen, solange nicht die Maschinen sachgemäß durch Holzsteifen unterfangen und die schweren Stapel durch teilweise Hinwegräumung der Eisenteile wesentlich verringert waren. Diese Maßnahmen wurden sofort ins Werk gesetzt, und nachdem diese Sicherungen beendet waren, wurde auch die Wiederaufnahme des Betriebes gestattet.

Es entstand nun die Frage, wie groß die Belastung der eingestürzten Decken war.

Aus den Vernehmungen der Arbeiter und Werkmeister hat man etwa folgendes Lastenschema festgestellt:

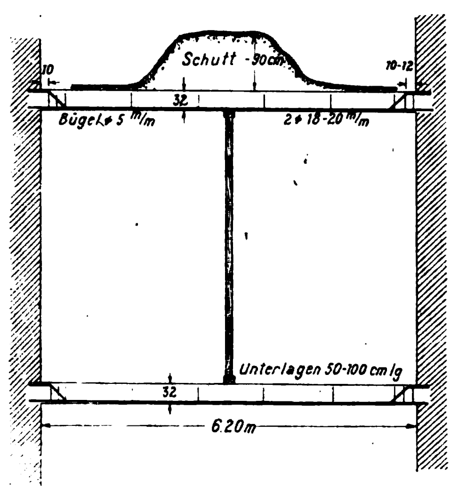
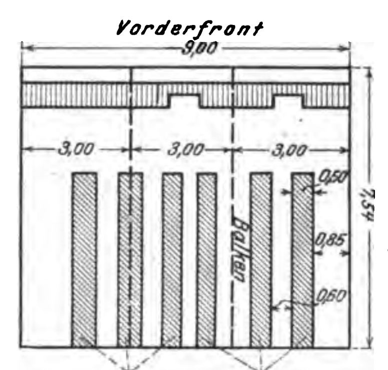
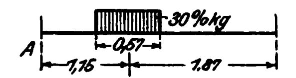



Abb. 167.




Stapel von Bremszylindern je 3333 kg




Stapel von Druckausgleichventilen je 13650 kg

Abb. 168.

Legt man diese Maße der Berechnung zugrunde, dann erhält man folgende Werte:

**Deckenfeld I.**

Breite 1 m

nur Eigengewicht $A_g = 360$ kg

$M_{g0} = 256$ mkg

$A_p = 1890$ kg

$M_{p0} = 1890 \cdot 1{,}15 - 1535 \cdot 0{,}10 = 2020$ mkg

$M_0 = M_{g0} + M_{p0} = 256 + 2020 = 2276$ mkg

$$M = \frac{8}{18} \cdot 2276 = 1012 \text{ mkg} = 101\,200 \text{ cmkg}$$

$\sigma_b = 91{,}3$ kg/cm² — 39 kg/cm² Sollwerte

$\sigma_e = 2800$ kg/cm² — 1200 kg/cm² „

Unter Annahme eines belasteten Wagens neben dem Stapel (750 kg einschließlich Bedienung) erhöhen sich die Spannungen auf

$\sigma_b = 105$ kg/cm² — 39 kg/cm² Sollwerte

$\sigma_e = 3200$ kg/cm² — 1200 kg/cm² „

Unter der weiteren Annahme, daß der Stapel nicht im Abstande von 60 cm von dem benachbarten stand, sondern genau in der Deckenmitte, ergeben sich

$\sigma_b = 122$ kg/cm² — 39 kg/cm² Sollwerte

$\sigma_e = 3750$ kg/cm² — 1200 kg/cm² „

und bei der belasteten Wagen- und Bedienungsmannschaft

$\sigma_b = 140$ kg/cm² — 39 kg/cm² Sollwerte

$\sigma_e = 4200$ kg/cm² — 1200 kg/cm² „

Diese Untersuchungen beweisen, daß die Spannungen in dem Beton als sehr hoch und im Eisen als unzulässig bezeichnet werden müssen.

Im Anhang an die Überlastungen wären die bleibenden Durchbiegungen zu erwähnen als Zeichen unzureichender Tragfähigkeit oder von Überlastung.

Die älteren Vorschriften enthalten die Forderung, daß die Tragwerke keine Risse oder bleibenden Durchbiegungen zeigen dürfen. Beides ist aber unvermeidlich, letzteres

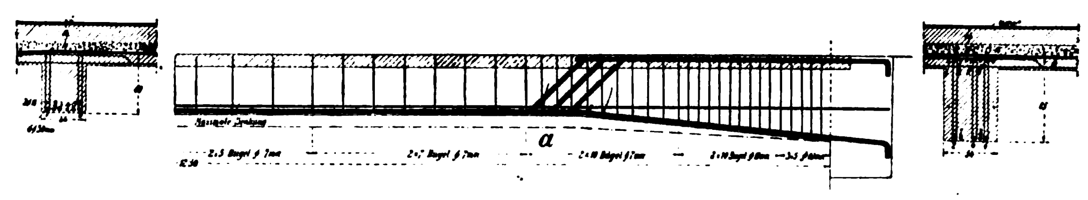



Abb. 169. Träger mit Rissen.

sogar die Regel. Es ist nur nicht möglich, die Größe dieser bleibenden Durchbiegungen derart zu bestimmen, daß man genau eine Grenze angibt, bis zu welcher sie nicht schädlich sind.

Einigen Aufschluß geben uns hierüber die Versuche von Prof. Schüle. Auf Grund dieser sowie meiner bisherigen Erfahrungen bei Probebelastungen habe ich mir eine ungefähre Regel gebildet, die mir einen Maßstab dafür bietet, unter welchen Verhältnissen ich die obige Forderung als erfüllt ansehen kann.[1])

In dieser bisher ganz dem Gefühl anheimgestellten Frage kann ich mich neuerdings auf eine Mitteilung von Prof. Schüle berufen,[2]) die mit meinen Anschauungen vollständig übereinstimmt und die den fünften Teil der gesamten Durchbiegungen als die gewöhnliche Größe der bleibenden Durchbiegungen bezeichnet. Die seither erschienenen amtlichen Vorschriften schreiben dagegen $^1/_4$ bis $^1/_3$ vor. Es ist sicher, daß darüber hinausgehende bleibende Durchbiegungen ein Zeichen einer mangelhaften Anordnung sind, es bedarf wenigstens einer eingehenden Untersuchung, um festzustellen, woher sie rühren und ob sie gefährlich sind.

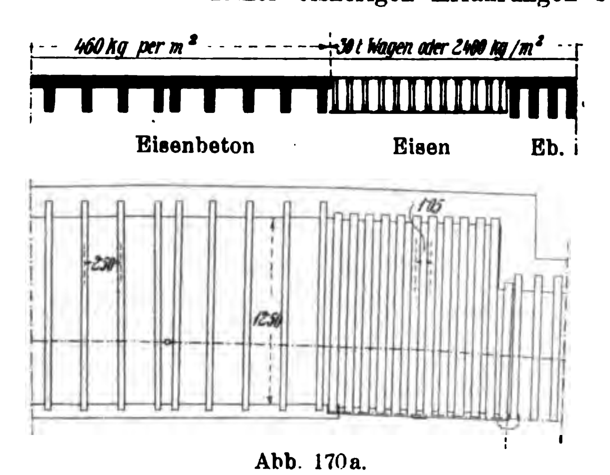



Abb. 170a.

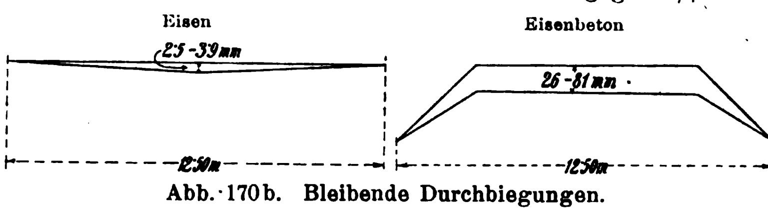



Abb. 170b. Bleibende Durchbiegungen.

In dem folgenden Beispiel (Abb. 169) kann es nicht als erwiesen angesehen werden, ob das ganze Durchhängen als bleibende Durchbiegung anzusehen ist. Vergleichsweise ist die durch ein Nivellement festgestellte Durchbiegung der nebenan verlegten, wesentlich stärkeren Eisenträger in Abb. 170 angegeben. Es ist immerhin möglich, daß man von der nachgewiesenen Größe des Durchhängens einen Teil abzu-

[1]) B. u. E. 1904, S. 196, Tafel XIII.
[2]) Heft XIII der Mitt. d. eidg. Versuchsanstalt in Zürich.

ziehen hat, der von der Senkung der Schalung während des Betonierens herrührt. Es verbleiben dann etwa 4 cm oder dreimal so viel, als bei einer Probebelastung zulässig wäre. Ferner ist nicht ausgeschlossen, daß die Größe teilweise auch von einer Verdrehung der Widerlagsmauern herrührt.

Der Bau stammt aus dem Jahre 1901/1902, das ist aus den Anfängen eines wirtschaftlichen Eisenbetonbaues. Die Nivellements wurden von mir vier Jahre später, nachdem die Konstruktion schon zwei Jahre in Benutzung stand, ausgeführt.

In welchem Maße die damals gegebene Bewehrung der Träger von unserem heutigen Standpunkt aus fehlerhaft war, zeigt die Abb. 169. Die Rechnung war auf Grund vollständiger Einspannung durchgeführt, der Balken war bei Berücksichtigung einer geringen Einspannung viel zu schwach und hält nur dank der Annahme übertriebener Nutzlasten, trotzdem ist er an den mit *a* bezeichneten Stellen mehrfach gesprungen, als Zeichen der Überbeanspruchung auf Haftspannung. Kennzeichnend für die ganze Anordnung nach dem damaligen „besten“ Verfahren ist die reichliche Anwendung der sogenannten Zulageisen. Diese traten erst dann in Wirksamkeit, als die Haupteisen etwas herausgezogen wurden. Es ist dabei die richtige Anordnung der abgebogenen Eisen und Bügel zu loben. Das Beispiel ist hier angeführt, weil sich ein derartiger Fehler deutlich bei einer Probebelastung durch die dort auftretenden bleibenden Durchbiegungen und Risse bei *a* kennzeichnen muß. Die Beunruhigung und Ungewißheit über die Wirkung von Erschütterungen und wiederholten Belastungen[1]) hat sich erst gelegt, als durch die neuesten Versuche von Prof. H. C. Berry[2]) nachgewiesen wurde, daß gerade die ersten Belastungen, sofern sie in zulässigen Grenzen bleiben, die größten bleibenden Änderungen hervorbringen, daß sie aber an der Tragfähigkeit auch bei unzähliger Wiederholung so gut wie gar nichts ändern.[3])

### 2. Zerstörung durch Temperatur.

Die Einwirkung der Temperatur auf den im Abbinden begriffenen Beton ist bereits ausführlich besprochen worden. Der Einfluß des Frostes auf den fertigen Beton besteht in der Hauptsache darin, daß er seine Festigkeitsentwicklung aufhält. Weiter kommt in Betracht, daß ein den Witterungsverhältnissen ausgesetztes Betonbauwerk ähnlichen Zerstörungserscheinungen ausgesetzt ist, wie sie allen nicht wetterfesten Natursteinen gefährlich werden können. Um Beton wetterfest zu machen, bedarf es bestimmter Vorkehrungen auf der der Witterung ausgesetzten Oberfläche, und zwar werden diese je nach der Bedeutung des Bauwerks mit geringerer oder größerer Sorgfalt ausgeführt. Es geschieht dies entweder durch einen besonders guten Vorsatzbeton mit Benutzung eines wetterfesten Steinmaterials, eine Bearbeitung der Sichtflächen oder nur durch einen wetterfesten Verputz.

Auch die durch die Temperatur hervorgerufenen Längenänderungen können zu Zerstörungserscheinungen führen. Bekanntlich haben die meisten Baustoffe nahezu dieselbe Längenänderung. Sie unterscheiden sich hauptsächlich durch ihre Leitungsfähigkeit. Diese kommt nicht nur in Betracht mit bezug auf das eingebettete Eisen, sondern auch wegen der ungleichmäßigen Längenänderung eines einseitig von der Sonne bestrahlten Betonbauwerks, oder bei Bauten von großer Längenausdehnung, wobei im letzteren Falle die Längenänderung, herrührend von der Schwingung, mitwirkt. Man wird demnach versuchen, diese Schwierigkeiten zu vermeiden, indem man lange Bau-

---

[1]) The Fatigue of Concrete von Prof. J. van Ornum, Am. Soc. C. E., Dezember 1906, oder Eng. Rec., 12. Januar 1907.

[2]) B. u. E. 1909, Heft IV, S. 84 oder Cem. Age, September 1908, S. 162 u. f.

[3]) Eng. News, 25. Mai 1905, über Beobachtungen bei Spinnereien.

werke in Stücke unterteilt. Diese Unterteilung wird von vielen Nebenumständen abhängen. Bei Bürgersteigen und Straßen aus Beton, wo zu alledem noch die Bewegung der Unterlage hinzukommt, kann man unter Umständen Abstände von 5 m bereits zu groß finden, wenn der Untergrund nicht ordentlich drainiert ist oder seine Setzung noch nicht vollendet hat. Je nach seiner Wasserhaltigkeit tritt ein Atmen des Bodens ein, welches eine Unterteilung der Betonplatte in kurzen Abständen erfordert. Bei Bauten, welche vom Untergrund unabhängig sind, darf dieses Maß vergrößert werden. Die Vorschriften geben hierfür 30 bis 50 m an und haben in erster Linie durchlaufende Tragwerke im Auge, bei denen neuerlich der Einfluß der Fundierung für diesen Umstand maßgebend ist. Das andere Extrem bilden jene Bauwerke, welche durch ihre gekrümmte Form Längenänderungen sehr gut aufzunehmen imstande sind, wie Bogenbrücken, sofern der Zusammenhang des Bogens mit der Fahrbahn entsprechend beweglich ausgestaltet ist.

Es darf nicht unerwähnt bleiben, daß viele auf Temperatur zurückgeführte Risse nicht von dieser Ursache herrühren. Diese Risse zeigen unter Temperaturwechsel Bewegungserscheinungen, und dieser Umstand wird fälschlich als ein vollgültiger Beweis für diese Ursache ins Treffen geführt. Solange das Gebäude einheitlich zusammenwirkt, werden sich die Temperaturspannungen über das ganze Gebäude, abhängig vom Temperaturunterschied und den Bewegungswiderständen, verteilen. Sobald aber durch irgendwelche Fehler Rißerscheinungen entstanden sind, welche das Bauwerk unterteilen, so wird jeder dieser Teile sich unter der Temperatur unabhängig bewegen, und diese Bewegungen werden zu einem Öffnen und Schließen der Risse Anlaß geben, ohne daß früher an der Rißstelle gefährliche Temperaturspannungen bestanden haben müssen. Es schließt dies natürlicherweise nicht aus, daß bei der Rißbildung tatsächlich Temperaturspannungen mitgewirkt haben. Es soll nur vor einer unberechtigten Schlußfolgerung gewarnt werden, welche die eigentliche Ursache der Schwäche und der Rißbildung verkennt. Es besteht eine systematisch großgezogene Ängstlichkeit, welche bestrebt ist, jedes Betonbauwerk in eine große Zahl von unabhängigen Teilen zu zerlegen und zu behaupten, daß auf diese Weise Rißbildungen vermieden werden können, trotzdem man auf Ausführungen verweisen kann, welche bei entsprechend guter Ausführung ohne diese Dehnungsfugen bestehen und keine Risse zeigen. Ein Beispiel dieser Art sei ein mir zur Begutachtung vorgelegter Schuppen, der eine große Zahl von Rißerscheinungen aufgewiesen hat. Die Fehler des Bauwerks bestanden darin, daß einerseits die Übergriffe bei den negativen Momenten zu kurz waren und zum Gleiten der verankerten Eisen Anlaß gegeben haben, und daß anderseits die Platten im Verhältnis zu ihrer Spannweite zu dünn waren und aus diesem Grunde zu große Durchbiegungen und dementsprechende Rißerscheinungen zeigten. Wie früher erwähnt, kann diese Durchbiegung durch Einspannung hintangehalten werden. Es genügt aber nicht, diese Einspannung in der Rechnung anzunehmen. Sie muß vorhanden sein. Die Annahme, daß die einfache Einbindung in der Rippe eine volle Einspannung sicherstellt, ist nicht zutreffend. Diese Voraussetzung verlangt vielmehr eine massive Rippe und, falls dies nicht vorhanden ist, wenigstens einen voutenförmigen Ansatz zur Versteifung gegen ihre Verdrehung. Beides hat in dem vorliegenden Falle gefehlt und hatte die erwähnten Rißbildungen zur Folge, welche unter einer einseitigen Temperaturwirkung bedeutende Dehnungserscheinungen gezeigt und so zur Meinung Anlaß gegeben haben, daß diese Zerstörungen auf Temperaturspannungen zurückzuführen wären.

Bezüglich der Frage der Einwirkung der Temperaturspannungen auf Gewölbe sei auf die ausführliche Mitteilung über diese Frage in einem Vortrage des Verfassers

im österreichischen Ingenieur- und Architektenverein verwiesen.[1]) Die Wahl unrichtiger Abmessungen hat mehrfach zu Zerstörungen bei Bogenbrücken Anlaß gegeben. Diese betreffen gewöhnlich die Verbindung der Zwickelmauer bei vollen Bogen mit dem Widerlager, dagegen hat sich die von mir beim Bau der Brücke in Cincinnati[2]) 1894 angeordnete kulissenartige Anordnung vollkommen bewährt. Schwieriger ist es, des Unterschiedes Herr zu werden, der zwischen der Dehnung des Fahrbahngeländers bezw. der Platte und dem Bogen besteht, und es ist mir ein Fall bekannt, wo bei einer fachwerkartigen Anordnung ein Abreißen im Scheitel eingetreten ist. Es dürften sich dort eine ganze Reihe von Spannungen, herrührend von der Aufstellung und der Volumenänderung des Betons, mit der ungleichmäßigen Erwärmung der beiden Konstruktionsteile vereint haben, von denen der eine den Sonnenstrahlen ausgesetzt ist, während der andere nicht nur im Schatten liegt, sondern auch von unten aus abgekühlt wird.

Ein gleich schwieriges Problem stellt sich uns bei der Herstellung durchlaufender Bogen entgegen. Es darf niemand wundernehmen, daß bei der Kühnheit und Neuheit der meisten Ausführungen Hennebiques sich bei einigen derselben, wie z. B. bei der Brücke in Chatellerault, solche Schönheitsfehler eingestellt haben. Es ist immer leichter, Bedenken zu äußern und durch solche oft ungerechtfertigten Weisheiten, die billig sind wie Brombeeren, Ingenieure an der Ausführung großer Ideen zu hindern, als selbst etwas zu leisten. Es haben in dieser Hinsicht ungünstige Gerüchte über den Bauzustand der Brücke in Chatellerault die Runde gemacht. Unter diesen Umständen ist es von Interesse, was Hennebique selbst darüber sagt:[3]) Er stellt zunächst fest, daß an der Brücke keine Sprünge vorhanden sind, die als Ersatz der nicht ausgeführten Gelenke gedeutet werden könnten. Es ist dies wichtig, weil diese Gerüchte zur Begründung der Anschauung herangezogen wurden, daß solche Brücken wegen der Temperaturspannungen nur mit Gelenken ausgeführt werden dürfen.[4]) Nach seiner Angabe sind Sprünge nur in der Fahrbahn eingetreten, und zwar an ihrer Verbindung mit den Pfeilern, diese Sprünge haben die 12 cm starke Platte durchsetzt und sind auch an manchen Stellen bis in die Rippen eingedrungen.

Wichtig ist dabei, daß das Wasser, welches seinen Weg durch die Sprünge findet, keine gefährlichen Oxydationserscheinungen zeigt. Wir glauben auch hier, wie in dem oben erwähnten Fall, wo das Abreißen am anderen Ende der Fahrbahn am Scheitel eintrat, daß die Sprünge auf Temperaturunterschiede zwischen Bogen und Fahrbahn zurückzuführen sind. Sie sind weder der Tragfähigkeit des einen noch des anderen Teiles gefährlich geworden und hätten durch die Anordnung einer Dehnungsvorrichtung über den Pfeilern ganz vermieden werden können. Bei einer Länge von 135 m wären die Dehnungsvorrichtungen mehr als gerechtfertigt gewesen.

Als weiteres Beispiel sei hier der Steg über die Lusthausstraße in Rotterdam (Abb. 171) angeführt.[5]) Dieser Bau mit seinen kühnen Abmessungen hat ein Cassandraorchester über seine Tragfähigkeit und die Folgen der Temperaturspannungen hervorgerufen. Eine vom Verfasser mit gütiger Hilfe des Herrn Ingenieur Vouter Cool anläßlich dieser Zeilen geführte Untersuchung hat erwiesen, daß an dem Bogen selbst keinerlei abträgliche Erscheinungen zutage getreten sind. Es ist vielmehr nur beim Widerlager an der bei $A$ bezeichneten Stelle ein Riß aufgetreten, der insofern

---

[1]) Z. d. öst. Ing.- u. Arch.-V., Mai 1909, Temperaturspannungen im Eisenbeton.
[2]) Handb. f. Eisenbetonbau. 2. Aufl. Bd. II, S. 319.
[3]) Le béton armé, Dezember 1904, S. 283.
[4]) Weitgespannte Bogenbrücken. Von Oberbaurat Dr. Emperger. Vortrag im Schwed. Betonverein 1920. „Betong", Organ des Vereins 1920.
[5]) Handb. f. Eisenbetonbau. 2. Aufl. Bd. VI, S. 316 u. 317.

von Interesse ist, als er die Richtigkeit der rechnerischen Annahme Hennebiques dartut, die diesen Bau als einen Konsolträger behandelt und dementsprechend bewehrt hat.

Bezüglich des Einflusses der durch die Temperaturen hervorgerufenen Längenänderungen im Beton schreibt S. J. Rutgers:[1])

„Öfter sind Risse entstanden in Kellerböden, wenn Apparate für Zentralheizung unmittelbar auf dem Eisenbetonboden aufgestellt wurden. Die glühende Asche wurde

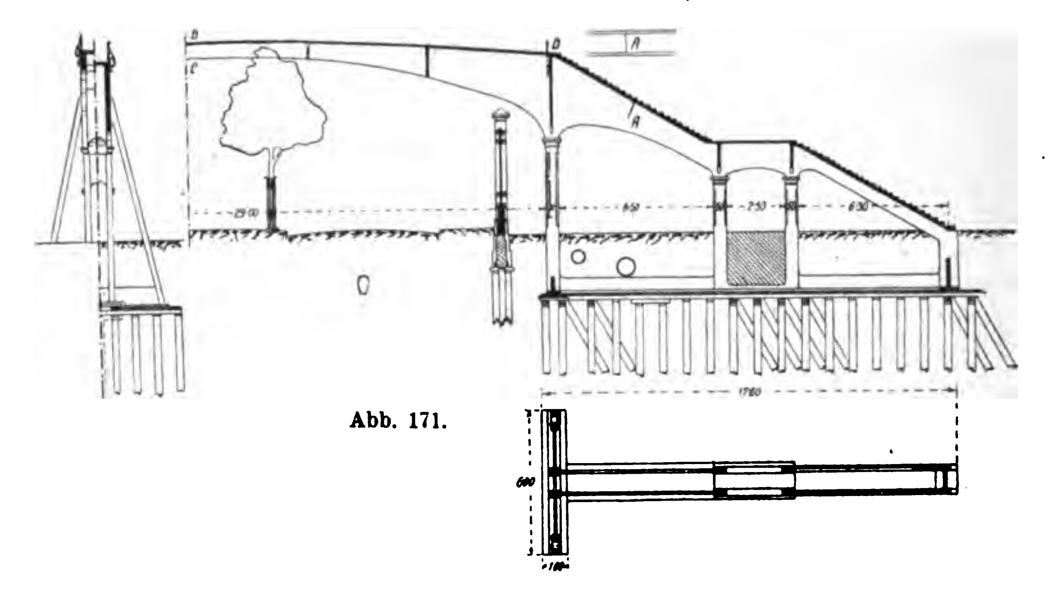


Abb. 171.

dann entweder direkt auf den Beton oder auch auf eine eiserne Platte, welche auf dem Beton ruhte, gestürzt.

In derartigen Fällen soll immer eine isolierende Luftschicht vorgesehen werden, und der Boden soll an dieser Stelle besondere Eiseneinlagen erhalten.“[2])

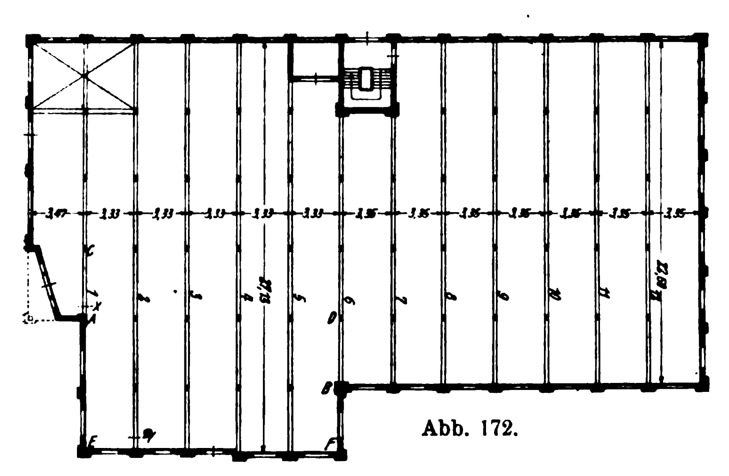


Abb. 172.

Ein Fabrikgebäude mit einem Dach aus Eisenbeton verdient Erwähnung (Abb. 172). In dem Mauerwerk traten wagerechte Risse auf. Auch an einigen Unterzugbalken, die in der Mauer sehr stark verankert waren, konnte man dieselbe Erscheinung beobachten. Erwähnte Risse waren tagsüber deutlich sichtbar, während sie sich nachts schlossen.

Dicht bei den Punkten $A$ und $B$ waren die Risse im Mauerwerk am größten. Auch die Unterzugbalken $AC$ und $BD$ weisen größere Risse auf. Dies erklärt sich daraus, daß sich diese Balken nicht so frei dehnen konnten wie die übrigen, da sie sich in den Mauerflächen $AE$ und $BF$ stützten. Bei den

[1]) Unfälle in Holland, B. u. E. 1908, Heft VIII, S. 199 u. 229.

[2]) Der Einfluß der Temperaturen bei einem Eiskeller findet sich dargelegt in „Le béton armé“, Dezember 1898.

Punkten $A$ und $B$ wurde das Mauerwerk gehoben. Um die Größe der Bewegungen festzustellen, wurden in den Punkten $X$ und $Y$ Versuche angestellt.

Gegen die Seitenkanten der Unterzugbalken 1 und 2 wurden Papierstreifen geklebt, gegen welche die Spitze eines Bleistifts gedrückt wurde. Der Bleistift war unabhängig von der betrachteten Eisenbetonkonstruktion aufgestellt worden. Der Temperaturwechsel sowie die Bewegungen der beiden Unterzugbalken wurden regelmäßig registriert und daraus die graphischen Darstellungen der Abb. 173 hergestellt. Daraus geht hervor, daß die größte Formänderung zusammentrifft mit der höchsten Temperaturschwankung. Für Balken I wurde eine Verlängerung von 2 mm und für Balken II eine von 5 mm beobachtet, bei einer Temperaturzunahme von 13,5° C. Nachdem das Dach mit einer Schicht Sand und Kies abgedeckt worden war, hörten die Bewegungen auf.

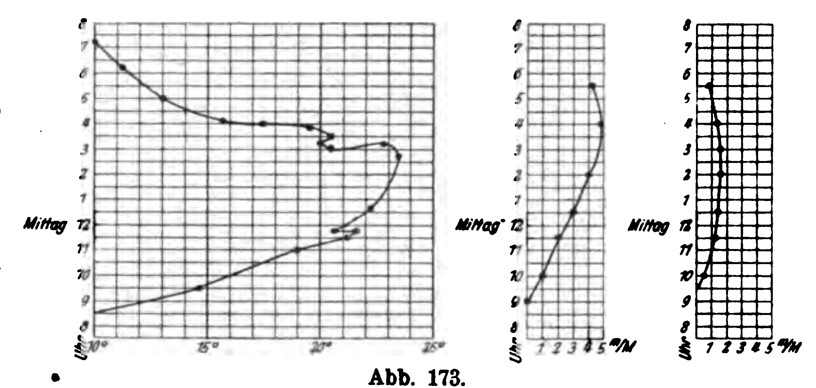



Abb. 173.

Die Beispiele von Zerstörungen ganzer Bauten durch Temperaturrisse beschränken sich auf jene Fälle, wo ein derartiger Riß den Zweck des Bauwerkes in Frage stellt, wie z. B. bei Flüssigkeitsbehältern. Ein Beispiel dieser Art stellt die Abb. 174 dar. Es ist der im Jahre 1905 erbaute Behälter in Hadham.[1]) Dieser ist ganz aus Beton hergestellt, und der Plan läßt vermuten, daß beim Bau bereits auf alle Zufälligkeiten Rücksicht genommen worden ist. Wenn trotzdem im August 1911 Risse in einer Ecke aufgetreten sind, so läßt sich dies nur auf die ungewöhnliche Hitze zurückführen, welche damals zu verzeichnen waren. Die Lage des Behälters war eine derartige, daß gegen jene Seitenfläche, welche mit Rücksicht auf die Abflußvorrichtung freistehende und nicht in demselben Maße mit Rippen verstärkte Mauern gezeigt hat, die Sonne am stärksten anprallen konnte. Der Behälter wurde eingehend nach anderen Ursachen untersucht, es hat sich jedoch einzig und allein diese Erklärung als maßgebend ergeben.

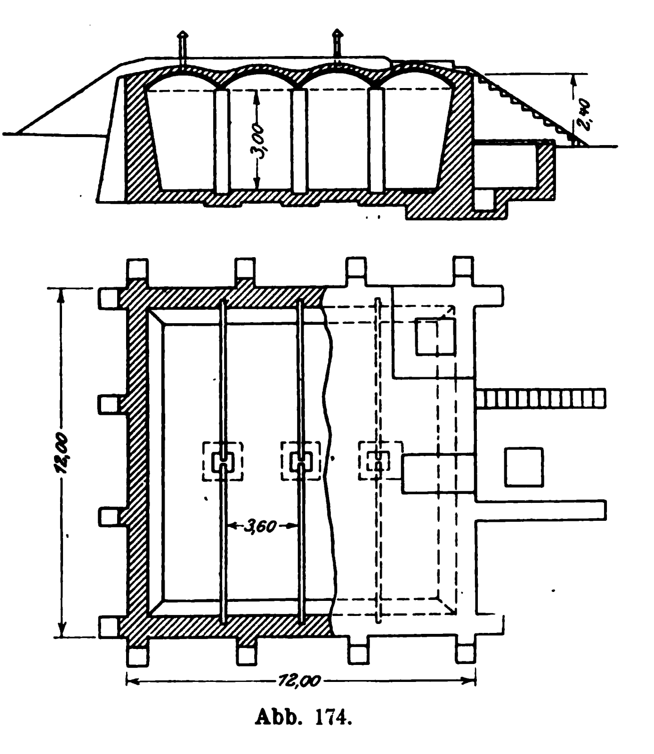



Abb. 174.

Wie in allen Fragen muß auch diese während der Übergangszeit Berücksichtigung finden, bei welcher das halb-

[1]) Concrete Institute Transactions, Band VII, S. 218.

fertige, noch im Bau begriffene Werk den Temperatureinflüssen ausgesetzt ist. Dies ist um so gefährlicher, als während dieser Zeit die Eisen teilweise freiliegen und die Temperatur daher sich der ganzen Bewehrung mitteilen kann. Es empfiehlt sich, während des Baues die herausstehenden Eisenteile gegen Bestrahlung zu schützen. Als ein Beispiel derartiger Erscheinungen diene die Abb. 175, wie sie bei den 40 m langen Längsträgern des bereits früher behandelten Behälters in Madrid in Erscheinung getreten ist und dort zu einem nachträglichen zweiten Einsturz führte.

Vielfach im Zusammenhang mit diesen Erscheinungen stehen auch die Unterbrechungen, welche während der Betonierung vorkommen, und man hat dieserhalb in den Anfängen des Betonbaues eine fortlaufende Herstellung vorgeschrieben, durch welche man das ganze Bauwerk als aus einem Stück bestehend erzeugen wollte. Diese Maßnahme hat man schon längst als undurchführbar und nicht notwendig aufgegeben. Sie ist auch dort nicht nötig, wo die Vorkehrungen nicht außer acht gelassen werden, welche die schädlichen Einflüsse einer solchen Unterbrechung beheben. Wenn man z.B. gezwungen ist, einen Balken mitten in der Spannweite zu unterbrechen, so ist diese Unterbrechungsstelle so abzuböschen, daß sie mit einer Drucktrajektorie zusammenfällt, und eine darauf senkrechte Anordnung ist unbedingt fehlerhaft und wird ein Anlaß zu Rißerscheinungen sein. Eine Arbeitsunterbrechung, wie sie sich in jedem Gebäude ergibt, besteht zwischen der Rippe und der Platte beim Plattenbalken.



Abb. 175. Behälter in Madrid.

Ich möchte hier einen Vorfall erwähnen, wo, wie allgemein üblich, die Platte früher als der Balken, aber so zeitig ausgeschaltet worden ist, daß sie einstürzte, während der Balken stehen blieb. Der Bauführer hatte nichts Eiligeres zu tun, als, um die Sache zu vertuschen, die Platte neu zu betonieren, ohne aber die beim Sturz herausgerissenen Bügel entsprechend herzurichten. Die Folge war, daß beim zweiten Ausschalen das Ganze, das aus zwei Teilen bestand, einstürzte.

Die Anordnung, die in der Praxis üblich ist, teilt das Gebäude in drei Gleichen (Abb. 176): I. eine Unterbrechung beim Säulenkopf unterhalb der Trägervoute, II. eine Unterbrechung in der Plattenuntersicht und III. die Gleiche in der Plattenhöhe. Die sich so ergebenden Vereinigungsflächen, welche die Gelegenheit zu Arbeitsunterbrechungen geben, wie sie beim Schichtwechsel, während der Ruhepausen und bei

sonstigen Hindernissen unvermeidlich sind, verlangen ein sorgfältige Vereinigung, einerseits durch Bügel und anderseits durch alle jene Vorkehrungen, welche bei einer guten Vereinigung zwischen jungem und altem Beton gefordert werden. Es ist dies in erster Linie eine vollständige Reinigung der Fläche von Staub und losen Bestandteilen, ein Durchnässen des alten Betons und eine Berührung von Zement auf Zement, der, wenn es sich um mageren Beton handelt, durch Aufbringen von Zementmilch nachgeholfen werden muß. Eine so behandelte Betonfläche besitzt eine ausgezeichnete Verbindung, sofern die Bestandteile entsprechend durchnäßt und durchwärmt verwendet werden, und Versuche haben ergeben, daß ein Bruch längs der Fläche nicht eintritt. Daß dies in der Regel, insbesondere aber bei Stampfbeton, nicht der Fall ist, haben die Zerstörungen von altem Stampfbetonmauerwerk nachgewiesen, und deshalb sprechen sich viele Fachleute, wie z. B. Professor Franzius,[1]) überhaupt gegen den Gebrauch von Stampfbeton aus und geben dem Gußbeton den Vorzug. Einen ganz verzweifelten Fall zeigt Abb. 177,[2]) wo alle

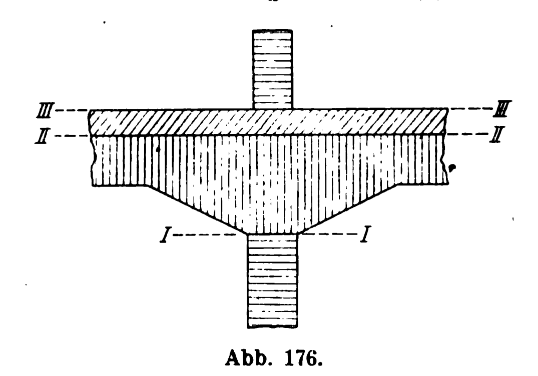



Abb. 176.



Abb. 177.

Stampfschichten noch sichtbar sind.[3]) Der Vorteil des Gußbetons liegt hauptsächlich darin, daß der Überschuß an Wasser zur Bildung einer oberen Zementhaut führt, welche die Verbindung mit dem nächsten Gußteil erleichtert. Man übersieht gern, daß sich Beton mit Beton nur durch den Zement verbinden kann und daß überall dort, wo man auf die aus dem Beton herausstehenden Steine ebenfalls nicht genügend eingehüllte Zuschlagstoffe aufbringt, nur eine schlechte Verbindung möglich ist. Nicht unerwähnt soll bleiben, daß die vorzüglichen Eigenschaften des Portlandzements zur Herstellung der Verbindung verlorengehen, sofern dies bei einer zu niedrigen Temperatur des Gemenges geschieht. Der Portlandzement büßt bei niedrigen Temperaturen nicht allein die Fähigkeit ein, zu einem Stein von hoher Druckfestigkeit zu erhärten, sondern das Abbindeergebnis verliert auch alle übrigen Eigenschaften in gleichem Maße. Wenn wir also im Herbst eine Dachdecke herstellen und dabei wie in Abb. 176 vorgehen, so daß die zuerst hergestellten Rippenbalken Gelegenheit hatten, während der Nacht bis zur Gefriergrenze abgekühlt zu werden, so wird der ganze Vorgang nur dann zu einem befriedigenden Ergebnis führen, wenn wir die Sichtflächen des alten Betons mit einer lauen Zementmilch begießen und der aufgebrachte Beton eine entsprechend hohe Gemengetemperatur besitzt, so daß keine gefährliche Entziehung seiner Abbindewärme entstehen kann.

[1]) B. u. E. 1914, S. 43: „Erfahrungen mit Gußbeton.“
[2]) Ton.-Ztg. 1909, S. 306.
[3]) Am. Soc. C. E. Januar 1909, S. 15, „The bonding of new to old concrete“.

Bezeichnenderweise finden wir bei allen Trümmern eines sogenannten Herbstunfalles die Rippen von den Platten losgelöst vor, als Zeichen, daß die Kälte eine Verbindung gehindert hat, welche in dem ganzen übrigen Bauwerk tadellos eingetreten ist, obwohl auch dort derselbe Vorgang beobachtet wurde.

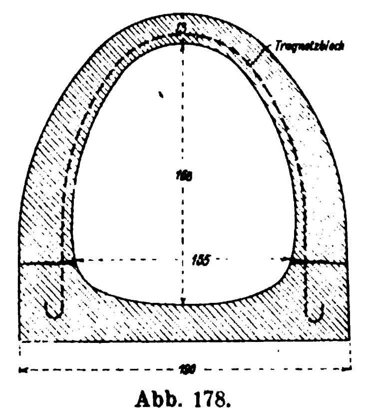


Abb. 178.

Daß überall dort, wo Arbeitsunterbrechungen angeordnet werden, eine besondere Rücksichtnahme auf eine gute Verbindung nötig ist, bedarf kaum einer Erwähnung.

Um an einem Beispiel darzulegen, wie dies nicht geschehen soll, sei auf die Abb. 178 verwiesen, die eine $1^1/_2$ km lange Wasserleitung in Richmond, Va. darstellt.[1]) Diese Leitung hatte die Aufgabe, Wasser von den Reinigungsbehältern zu der Pumpstation unter einem Druck von 0,7 Atm. zu leiten. Sie wurde in zwei Teilen hergestellt und durch Einlage von Streckmetall bewehrt. Bei der Probefüllung zerriß der Kanal längs der durch die Arbeitsunterbrechung geschaffenen Fuge. Abgesehen davon, daß die Ausnutzung der Zugfestigkeit des Streckmetalls eine ganz besonders gute Ausfüllung der trapezförmigen Einschnitte in dem Metall erfordert, war anscheinend die Güte der Herstellung des Betons längs der Trennungsfuge unter dem üblichen Mittel geblieben und demnach sowohl zur Aufnahme einer Zugspannung als auch zur Verstärkung des Streckmetalls nicht geeignet.

### 3. Chemische Einflüsse.

Beim Entwurf eines Betonbauwerks hat man sich jene Einflüsse vor Augen zu halten, welche durch die chemische Zusammensetzung seiner Umgebung entstehen. Dies gilt nicht nur mit bezug auf seinen eigentlichen Zweck, wenn es sich um Behältnisse für Öle, Fette oder Laugen handelt, es gilt sowohl mit bezug auf die Lokomotivgase und sonstigen Abgase bei Industrien, es gilt mit bezug auf das Meerwasser bei Bauten an der Küste,[2]) auf die gewerblichen Abwässer bei Bauten in den Industriebezirken. Es ist schließlich nötig, daß der Entwerfende sich von der Zusammensetzung des Grundwassers überzeugt. Als ein Beispiel musterhafter Vorsicht sei auf den Bau der Untergrundbahn der Stadt Schöneberg[3]) verwiesen, wo eine Haltestelle auf Moorboden hergestellt werden mußte. Die Baustelle wurde von oben aus vollständig bloßgelegt und die Mauern durch eine Platte zu einem vollständigen Trog aus Klinkern vereinigt. In diesen wurde eine dreifache Asphaltpappenschicht eingelegt und so ein vollständiger Abschluß gegen das Grundwasser erzielt. Es ist natürlicherweise nicht immer möglich, in dieser gründlichen Art vorzugehen. Die heute uns zur Verfügung stehenden Mittel zum Schutz des Betons gegen Säure lassen das vorerwähnte kostspielige Verfahren auch bereits überholt erscheinen, es ist aber eine weitgehende Vorsicht immer am Platz, weil eine nachträgliche Ausbesserung schwer möglich ist oder aber Kosten bedeutet, welche einem vollständigen Neubau gleich kämen.

Die zahlreichen Beispiele von Zerstörungen von Betonfundamenten stammen größtenteils aus Gebieten, deren Grundwasser entweder Humussäure, Gips oder sonst ein dem Beton gefährliches Salz enthält, welches der Aufmerksamkeit des Bauenden

[1]) Eng. News, 29. Oktober 1908.

[2]) Siehe Bericht der Institution of Civil Engineers 1920 bezw. Besprechung in B. u. E. 1920. in Textbeilage von Heft 19/20.

[3]) Sonderdruck aus der Z. f. Bauw. 1911, Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin.

entgangen ist. Die bekanntesten Fälle dieser Art sind die teilweise Zerstörung des Hauptsammelkanals der Stadt Osnabrück, ein Kanalbau in Wien und in Mödling sowie ein Behälter des Frankfurter Wasserwerks. Hierbei werden die im Wasser gelösten Agenzien entweder den Beton auslaugen oder durch Bildung von Verbindungen mit vermehrtem Volumen ihn zerstören und erweichen. Bezüglich der Einwirkung säurehaltiger Wässer gibt der Vortrag des Wasserwerkdirektors Scheelhase im Deutschen Betonverein 1908 eingehende Auskünfte. Ich erwähne beispielsweise eine Entwässerungsanlage im südlichen Mähren, welche mit einer kleinen Talsperre verbunden war. Das ganze in allen Teilen aus Beton ausgeführte Bauwerk war binnen kurzem vollständig zerstört, weil man erst späterhin bemerkt hatte, daß der fette Ackerboden Einschlüsse von Marienglas enthält. Dieses ist ein Zeichen seiner Gipshaltigkeit und hat zur Folge, daß die ganzen Niederschlagwässer, für welche die Anlage bestimmt war, gipshaltig werden. Das ganze südliche Mähren ist durch das Vorkommen von schwefelsauren Salzen gekennzeichnet. Alles Trinkwasser in der Tiefebene, welche sich längs der March bis zur Donau erstreckt, hat einen leicht herben Geschmack. Wer diese Eigenschaft vom Trinkwasser selbst her nicht kennt, sollte sich nicht der Beobachtung entziehen, daß eine derartige Gegend kein gutes Bier zu brauen imstande ist. Man braucht hierzu nur den Ruf der mährischen Biere mit anderem Gebräu zu vergleichen. Sie gelten als minderwertig und sind somit eigentümlicherweise ein Warnungszeichen für den Betonbauer.

Ein weiterer bemerkenswerter Fall zeigt, daß sich dieser Gebietsstreifen bis über die Donau hinüber erstreckt. Der Unfall hat sich bei Bruck a. L. ereignet und soll deshalb hervorgehoben werden, weil dort die Zerstörungen an einem Entwässerungskanal bei jenen Stellen beobachtet wurden, bei welchen überhaupt kein Grundwasser vorhanden war, und dort am wenigsten hervortraten, wo starke Grundwassergeschwindigkeiten nachgewiesen wurden. Die Erklärung hierfür ergibt sich in der Weise, daß in der trockenen Baugrube das aufgelockerte Erdreich zur Bedeckung des Betons verwendet wurde. Während die Regenwässer früher durch den wasserundurchlässigen Boden oberflächlich abgeleitet wurden, so stand ihnen nunmehr der Weg in die Baugrube offen. Es hat sich in dieser eine stark gipshaltige Lauge gebildet, die den Beton binnen kurzem zerstörte. Bezeichnenderweise haben die aus dem Kanal herausragenden Luftschächte eine Zerstörung gezeigt, die den obersten Teil dieser Schächte verschont hat, der in dem eigentlichen Humusboden eingeschlossen war. Dieser war bereits ausgelaugt, und die Laugenwirkung hat sich erst tiefer gezeigt. Desgleichen hat eine starke Grundwasserströmung die gefährliche Lauge rasch hinweggeführt, so daß diese keine Zeit hatte, sich in den Beton hineinzufressen. Dies gibt uns auch die Mittel an, mittels deren wir imstande sind, Betonbauwerke selbst in einem gefahrbringenden Boden ohne besonderen Schutz auszuführen. Wir müssen uns vor Augen halten, daß diese Gefahr nicht in dem im Boden enthaltenen Salz, sondern in dessen Träger, in dem Wasser zu suchen ist. Wir müssen daher dem Eindringen von Niederschlagwässern durch eine Oberflächenentwässerung und durch eine Drainage des Fundamentaushubs vorbeugen. Wir müssen entweder ähnlich wie in Schöneberg einen vollständigen Abschluß von dem gefährlichen Grundwasser vorsehen oder es durch Abwässervorrichtungen ableiten, den Grundwasserstrom vereinigen und vorbeileiten. Schließlich liegt auch noch die Möglichkeit vor, durch eine Verdünnung oder eine rasche Ableitung die Gefahr entsprechend zu vermindern. Alle diese Vorkehrungen verlangen ein genaues Studium der Wasserdurchlässigkeit und der Grundwasserverhältnisse, also aller jener Wege, wo mit Hilfe des Wassers das gefährliche Salz in

den Beton gelangen kann. Außer dem Gips kommen insbesondere bei Bergwerksbetrieben andere schwefelhaltige Lösungen als gefährlich in Betracht.[1])

Der Vollständigkeit wegen wären noch jene Zuschlagstoffe zu erwähnen, welche die Eigenschaft des Zements, die Rostsicherheit des Eisens zu gewährleisten, in Frage stellen. Dies gilt insbesondere beim Gebrauch von Steinholzböden mit einem Überschuß von Chlormagnesium und bei Schlacken mit schädlichen Salzen oder auch nur durch ihre Kapillarität.

Es berichtet Ingenieur Paul Sée[2]) von einer Fabrikdecke aus I-Trägern Nr. 14 in Abständen von 66 cm, zwischen welchen ein Beton aus Hochofenschlacke eingefüllt wurde. Nach dem Einsturz der Decke fand man die Eisen vollständig verrostet, da die in der Schlacke enthaltenen Chlorsalze die Feuchtigkeit angezogen hatten. Eine ähnliche Mitteilung erhalte ich von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, die bei Kälte einen Zement mit einem Salzzusatz verwendet hatte. Auch in diesem Falle sind die Eiseneinlagen gerostet und hat die bedeutende Volumenvermehrung den umgebenden Beton gesprengt. Noch gefährlicher als diese Einwirkungen sind die elektrolytischen Erscheinungen.[3])

Nach den letzten Forschungen ist das Rosten des Eisens immer auf elektrolytische Erscheinungen zurückzuführen, die mit den Verunreinigungen zusammenhängen, die wir bei unserem heutigen Eisenmaterial dem reinen Metall zusetzen. Es bedarf also nur einer geringen Nachhilfe in den Begleitumständen, um diese Verhältnisse noch zu verschlechtern und sogar die vorteilhaften Wirkungen des das Eisen umgebenden Zements zunichte zu machen. (Die wichtigste Vorschubleistung besteht in der Leitung eines Stromes oder in einer Potentialdifferenz, die den Strom in dem das Eisen umgebenden Wasser hervorruft.) Eisen ohne Verunreinigungen und ohne die Anwesenheit von Wasserstoff- oder Chlor-Ionen wird gegen Rost vollständig geschützt sein. Am stärksten wirken hierbei Säuren, während Alkalien durch die Anwesenheit von Hydroxilionen diese Wirkung beheben. Die vorteilhafte Wirkung des Betons beruht also in erster Linie durch das Abspalten von Alkalien beim Abbinden des Zements, eine Wirkung, die bei der Löslichkeit dieser Bestandteile überall dort, wo ein stetiger Wasserstrom den Beton auslaugt, nicht vorhalten kann, also zu seiner Sicherstellung einen wasserdichten Beton erfordert. Wir sehen diese Erscheinung insbesondere bei Brückenfahrbahnen, die ohne eine wasserdichte Decke hergestellt worden sind, wo also das Regenwasser den Beton mit der Zeit auslaugt und schließlich auch das Eisen zerstört, wie dies an der Untersicht durch die entsprechende Färbung deutlich ersichtlich wird. Alle diese Umstände machen es erklärlich, warum man im Bauwesen so sorgfältig das Eisen von der Berührung mit anderen Metallen fernhält und nur z. B. Zink hiervon ausnimmt, welches durch sein stärkeres Bestreben, in Lösung zu gelangen, das Eisen schützt.

Der Fortschritt des Rostes ist von der steten Erneuerung des Sauerstoffs abhängig, und demnach wird die Rostbildung durch die zugeführte Menge Sauerstoff beschränkt werden können.

Die Frage der Elektrolyse durch vagabundierende Ströme wurde im Zusammenhange mit der Erhaltung der städtischen Wasserleitungen eingehend studiert, und auch hier finden dieselben Gesichtspunkte Beachtung, die besonders dort, wo es sich um Bauten handelt, die sich einer laufenden Kontrolle entziehen, wie z. B. bei

[1]) B. u. E. 1910, S. 22.

[2]) Le Ciment, September 1908, „Les acciduils inopinés".

[3]) Am. Inst. of El. Eng. 1907, Abhandlung von J. C. R. Hayden und A. Knudson; Am. Soc. Test. Mat. 1908, Abhandlungen von A. S. Cushman und Geo. Schuhman; Eng. Rec., 20. Februar 1909, S. 222.

Fundamenten, wohl erwogen werden sollten. Es sei hierbei auf die Verhandlungen und die dort veröffentlichten Versuche in der American Society of Electrical Engineers sowie auf die große Reihe moderner Arbeiten[1]) über die Frage hingewiesen.

## E. Wiederherstellungsarbeiten.

Die Wiederherstellung fehlerhafter oder die Verstärkung von zu schwachen Eisenbetonwerken gilt als eine der schwierigsten Aufgaben. Die Ausführung ist wegen der nötigen Sorgfalt häufig so kostspielig, daß ein Niederreißen und Neuaufbau als billiger empfohlen wird. Dabei hängt der Erfolg in solchem Maße von der Sorgfalt der Durchführung ab, daß der entwerfende Ingenieur in den meisten Fällen keine Gewähr für den Erfolg seiner Pläne übernehmen kann. Es ist daher auch erwünscht, Wiederherstellungen durch eine Belastungsprobe nachzuprüfen. Es bleiben also, abgesehen von Ausnahmefällen und einigen Sondergebieten, wie z. B. beim Schiffbau u. a., wo nur die Betonhülle der Bewehrung zerstört ist und es sich darum handelt, diese zu erneuern und gut einzubinden, solche Umbauten selbst für erfahrene Unternehmer ein zweifelhaftes Geschäft, so daß es begreiflich ist, wenn sie einen vollständigen Neubau selbst dann vorziehen, wenn er kostspieliger ist. Solche Wiederherstellungen kamen deshalb früher höchst selten vor. Die zunehmende Erfahrung auf diesem Gebiete zeigt sich darin, daß man in steigender Zahl und Ausdehnung Umbauten mit vollem Vertrauen in Angriff nimmt, nachdem man sich von dem guten Ausgang in vorangehenden Fällen überzeugt hat. Jedenfalls bleibt die Wiederherstellung von Betonbauten eine Frage, die eine gründliche Sondererfahrung erfordert.

Die Versuchstechnik, die hier besonders berufen wäre, klärend einzugreifen, hat sich der Frage der Wirksamkeit wiederhergestellter Tragwerke noch nicht bemächtigt. Nur über die grundlegende Eigenschaft der Verbindung von altem und neuem Beton liegen einige Versuche vor. Die Güte der Verbindung zwischen altem und neuem Beton erscheint überall dort in Frage gestellt, wo auf den bloßgelegten Sand und die Schotterteile des alten Betons Steinflächen des neuen Betons ohne eine entsprechende Zwischenlage von frischem Zement zu liegen kommen, so daß sich die Verbindungsfläche entsprechend verkleinert. Man vergißt zu oft, daß die ganze Struktur des Betons, d. i. die Verbindung der Steine wie der einzelnen Betonschichten, untereinander während der Arbeit oder durch Arbeitspausen genau wie in diesem Fall, der sich als eine nur stark vergrößerte Arbeitspause bezeichnen ließe, von der Wirksamkeit des Zementes als Verbindungsmittel abhängig ist Aus diesem Grunde ist es von großer Bedeutung, an der Verbindungsstelle zwischen dem alten Teil des Bauwerks und dem durch die Wiederherstellung neu hinzugekommenen Beton außer einer vollständigen Reinigung der Fläche von losen Bestandteilen eine Lage von Zementmilch aufzubringen und bei der Anbringung der ersten Betonschicht darauf zu achten, daß diese in alle Unebenheiten der Oberfläche eingepreßt wird und nicht so dünnflüssig ist, daß die Steine die Zementmilch verdrängen und sich unmittelbar auf die Steine des alten Betons aufsetzen. Zahlenmäßig kennzeichnen den Wert der Zementmilch und einer entsprechenden Stampfung an der Verbindungsstelle die Versuche,[2]) die im Laboratorium der „Ecole des Ponts et Chaussées“ zu Paris zur Feststellung des Wertes dieser Verbindung ausgeführt worden sind. Es wurden 70 cm lange Betonprismen von 7 cm Seite des quadratischen Querschnitts zunächst zur Hälfte fertiggestellt, worauf dann nach 7 und nach 30 Tagen die andere Hälfte anbetoniert wurde.

[1]) B. u. E. 1910, Gehler, S. 278, 1912, Bernot, s. Ergänzungsheft u. a. m.
[2]) B. u. E. 1912, S. 246, Mitt. von Dipl.-Ing. Zipkes.

Es wurde dabei einmal die Verbindung nur mäßig, das andere Mal sehr fest angestampft und in beiden Fällen der Versuch mit und ohne Zementmilchanstrich ausgeführt. Das Ergebnis der Versuche bestand darin, daß in dem ersten Fall die mittlere Haftfestigkeit in der Trennungsfuge 5,7 kg/cm² betrug, wobei aber außerdem zwei von fünf Körpern als fehlerhaft aus der Rechnung ganz ausgeschieden werden mußten. Durch Zementmilch trat eine Erhöhung der Haftfestigkeit auf 13,8 kg/cm² ein.

Bei der sorgfältigen Anstampfung betrug die Zugfestigkeit in der äußersten Schicht 11,6 und erhöhte sich mit der Zementmilch auf 17,9 nach 30 Tagen Alter. Wir haben schon gelegentlich der Besprechung der von niedrigen Temperaturen herrührenden Bauunfälle zur Kenntnis gebracht, daß auch diese Eigenschaft des Zementes von seiner Temperatur bezw. von der Temperatur des zu verbindenden Steines abhängig ist und daß eine niedrige Temperatur, die ihn am Abbinden hindert oder ihm die Abbindewärme entzieht, auch seine verbindenden Eigenschaften in Frage stellt.

Es wäre sehr erwünscht, wenn das Versuchswesen in viele der dunklen Fragen, denen wir im Zusammenhang mit der Wiederherstellung, d. i. über die Wirksamkeit angehängter und neu anbetonierter Teile, gegenüberstehen, hineinleuchten würde. Vorläufig sind wir auf Berichte über ausgeführte Wiederherstellungen allein angewiesen.

Leider wird auch dieses Material ähnlich geheim gehalten wie bei Bauunfällen, denn der Unternehmer hat keinen Anreiz, die Außenwelt auf sein geflicktes Bauwerk aufmerksam zu machen. Wollte man auf diesem Gebiete die Erfahrungen sammeln, so wäre dies nur durch ein ähnliches Eingreifen möglich wie bei Bauunfällen. Da aber hierzu eine amtliche Handhabe fehlt, so müßte man auf gütlichem Wege durch eine freie Vereinbarung zwischen den maßgebenden Unternehmungen versuchen, diese zu veranlassen, daß sie die Vorkommnisse ihrer Praxis der Öffentlichkeit so bekanntmachen, daß eine Schädigung der betroffenen Firma ausgeschlossen erscheint. Es wäre dies im allgemeinen Interesse sehr zu wünschen und würde den Eisenbeton von dem oft gehörten Vorwurf endgiltig befreien, daß er keine Möglichkeit für eine Wiederherstellung bietet. Diesen Verhältnissen entsprechend ist der Umfang der vorliegenden Mitteilungen, die nur aus den Angaben einiger beratender Ingenieure geschöpft werden konnten, ein beschränkter.

Der Unternehmer wird sich insbesondere dann gegen das Risiko, das in jeder Wiederherstellung liegt, zur Wehr setzen, wenn ihn dabei keine Schuld trifft, sondern Architekt oder Bauherr mit nachträglichen Änderungen hervorgetreten sind. Er wird in solchen Fällen immer behaupten, daß ein Umbau nicht möglich, dagegen ein Neubau die einzig richtige Lösung darstellt, und dies durch übertriebene Forderungen belegen. Es besteht hierfür eine gewisse Berechtigung, und deshalb wird sich auch für Umbauten ein Regiebau trotz der damit verbundenen Mehrkosten als Ausweg empfehlen. Bei fertigen, im Betrieb befindlichen Bauwerken können dagegen die durch Neubau entstandenen Unkosten so beträchtlich werden, daß selbst eine kostspielige Wiederherstellung gerechtfertigt erscheint. Die Schwierigkeit, die allein mit einer geringen Änderung der Nutzlasten verbunden ist, hat häufig Architekten, wie z. B. Sachs und Pohlmann, beim Bau von Geschäftshäusern in Hamburg veranlaßt, von vornherein der Berechnung alle möglichen Benutzungsformen und Unterteilungen zugrunde zu legen, die sich für die schwersten Belastungen ergeben und die das Gebäude ohne jeden Umbau für jede zukünftige Benutzung verwendbar machen. Es ist bei solchen Bestimmungsänderungen eines Gebäudes nicht selten, daß die fehlende Tragfähigkeit durch Einziehen von Eisenträgern ergänzt wird, wie überhaupt die Ver-

wendung des reinen Eisenbaues als Wiederherstellungsmittel in allen schwierigen Fällen Anwendung findet. In der Folge seien einige Beispiele von solchen Umbauten in Eisenbeton angeführt

### 1. Fundamente.

Eine ausgedehnte Anwendung für Umbauten hat der Eisenbeton bei Gründungen erhalten, aus dem einfachen Grunde, weil, abgesehen von den ihm eigenen Vorteilen, auf diesem Gebiete die Möglichkeit eines Neubaues meist gar nicht besteht und selbst das kostspieligste Hilfsmittel willkommen ist. Im allgemeinen handelt es sich darum, Bauwerke, deren Untergrund sich als nicht genügend tragfähig erwiesen hat, sei es durch Verbreiterung oder durch Unterfangung mit Trägern oder mit Pfählen zu entlasten. Die dabei befolgten Verfahren sind in jedem einzelnen Fall durch eine Anpassung an die besonderen Verhältnisse abzuändern und eignen sich daher wenig für eine kurze zusammenfassende Darstellung. Sie sind dadurch gekennzeichnet, daß die Herstellung der neuen hinzugekommenen Fundamente durch das alte Bauwerk bei der Aufstellung der Apparate begrenzt ist und daß auf die Erschütterung und auf die satte Verbindung Rücksicht genommen werden muß. Wir wollen uns hierbei auf das in Kapitel „Grundbau" Gesagte beziehen und wollen der Vollständigkeit wegen hier nur einen einzigen Fall anführen, der in den Abb. 179 bis 181 dargestellt ist. Abb. 179 stellt die Unterfangung einer Frontmauer eines Pumpenhauses durch einen 30 m langen Eisenbetonträger dar. Abb. 180 zeigt den Lageplan und den Anschluß an das stehengebliebene alte Gebäude. Wegen eines Schadens in der Leitung mußte ein tiefer Schlitz bis zu dem innerhalb des Gebäudes befindlichen Brunnen hergestellt werden, der durch den Träger unterhalb der Mauer überbrückt

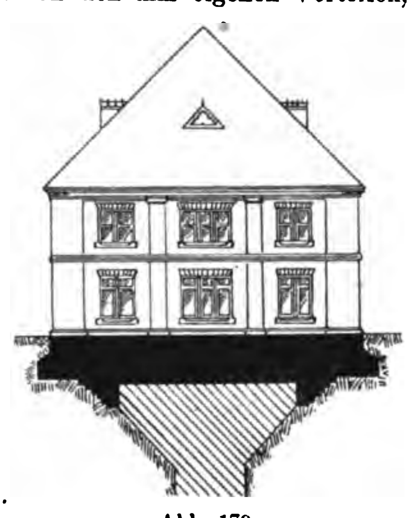


Abb. 179.

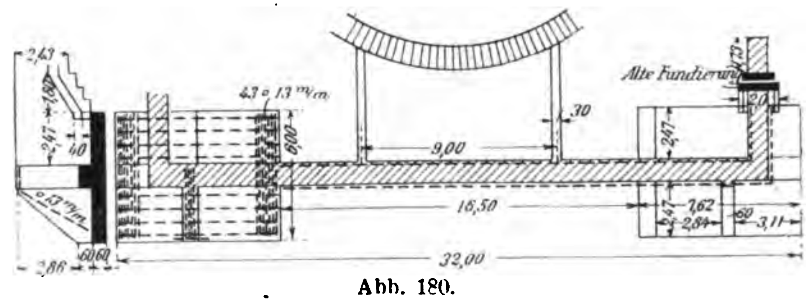



Abb. 180.

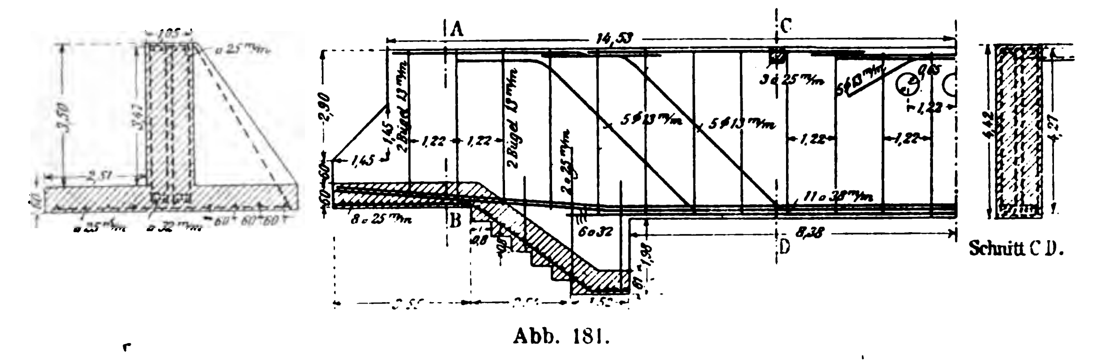
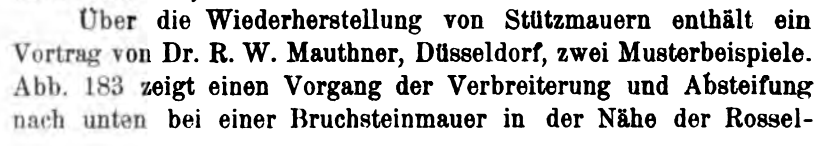



Abb. 181.

wurde. Die Einzelheiten des Trägers, der beiderseits auf gewachsenem Boden ruht, zeigt die Abb. 181. Siehe ferner die Mauern beim Wasserwerk in Kansas[1]) sowie die Unterfangung eines Gebäudes in Boston oberhalb der Untergrundbahn.[2])

### 2. Mauern.

Der Eisenbeton eignet sich besonders zur Erhöhung und Verbreiterung von bestehenden Steinmauern. Die Abb. 182 zeigt das Wehr in Danville, Ky.,[3]) das durch einen Vorbau aus Eisenbeton erhöht und verstärkt wurde (siehe auch Abb. 261).



Über die Wiederherstellung von Stützmauern enthält ein Vortrag von Dr. R. W. Mauthner, Düsseldorf, zwei Musterbeispiele. Abb. 183 zeigt einen Vorgang der Verbreiterung und Absteifung nach unten bei einer Bruchsteinmauer in der Nähe der Rossel-

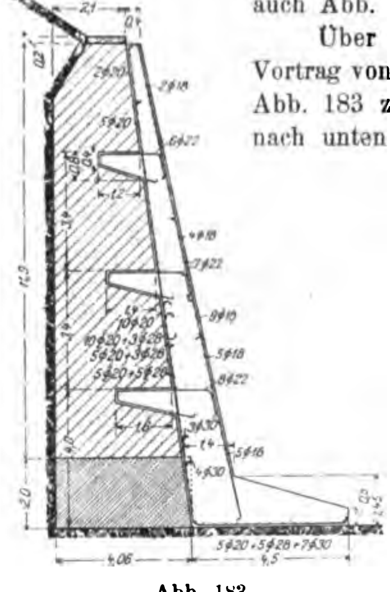


Abb. 183.

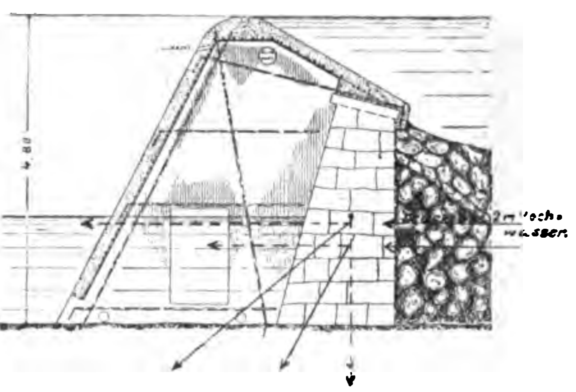


Abb. 182.

bachüberführung (Saarbrücken-Fürstenhausen). Die Abb. 184 stellt eine ähnliche Ausführung dar. Es geschah dies bei der Verstärkung einer Stützmauer in Essen-West, während die Abb. 185 u. 186 eine Lösung zeigen, wo der Raum zu einer unteren Unterstützung gefehlt hat und man die Verstärkung durch eine Aufhängung nach hinten und oben zu erreicht hat.

Abb. 184.

Eine Abstützung auf einen Nachbarbau zeigt eine Ausführung des Ingenieurs M. Schnyder.[4]) Ein Lehmboden war wegen seines verläßlichen Aussehens durch eine leichte Eisenbetonwand abgestützt worden unter der Annahme eines natürlichen Böschungswinkels von 50°. Der hintere Eingriff der Fußplatte war tunlichst klein gemacht worden. Acht Tage nach Vollendung ergab sich ein Überhängen der Wand von 5 cm, das anscheinend nicht mehr zunahm. Als Ursache dieser Erscheinung galt der Umstand, daß man der Wand nicht wenigstens

[1]) Handb. f. Eisenbetonbau, 1. Aufl., Bd. III. S. 156.
[2]) B. u. E. 1905, S. 163.
[3]) B. u. E. 1905, S. 59.
[4]) Schweizer Technikerzeitung 1919, S. 583

entsprechend ihrer Durchbiegung einen Anzug geben und daher die vordere Nase der Fundamentplatte sich eingedrückt haben durfte. Man hat nun die Mauer auf die vorliegende Kellermauer durch Rippen am Stampfbeton und durch einen 1 m höher liegenden Querträger abgestützt, um die statischen Verhältnisse, für welche die Mauer entworfen war, tunlichst aufrecht zu erhalten.

Abb. 187 zeigt einen Behälter von 8000 $m^3$ Inhalt für eine Fabrik. Er hatte eine Fläche von 2000 $m^2$ und sollte 4 m hoch angefüllt werden, wobei 1 m unter der Bodengleiche lag. Die Mauer erwies sich als zu schwach. Um den Inhalt nicht zu verderben, wurden die Pfeiler zunächst einstweilig gestützt (Abb. 188) und erst später durch Verbreiterung der Mauern gleich den Pfeilern verstärkt (Abb. 189).[1])

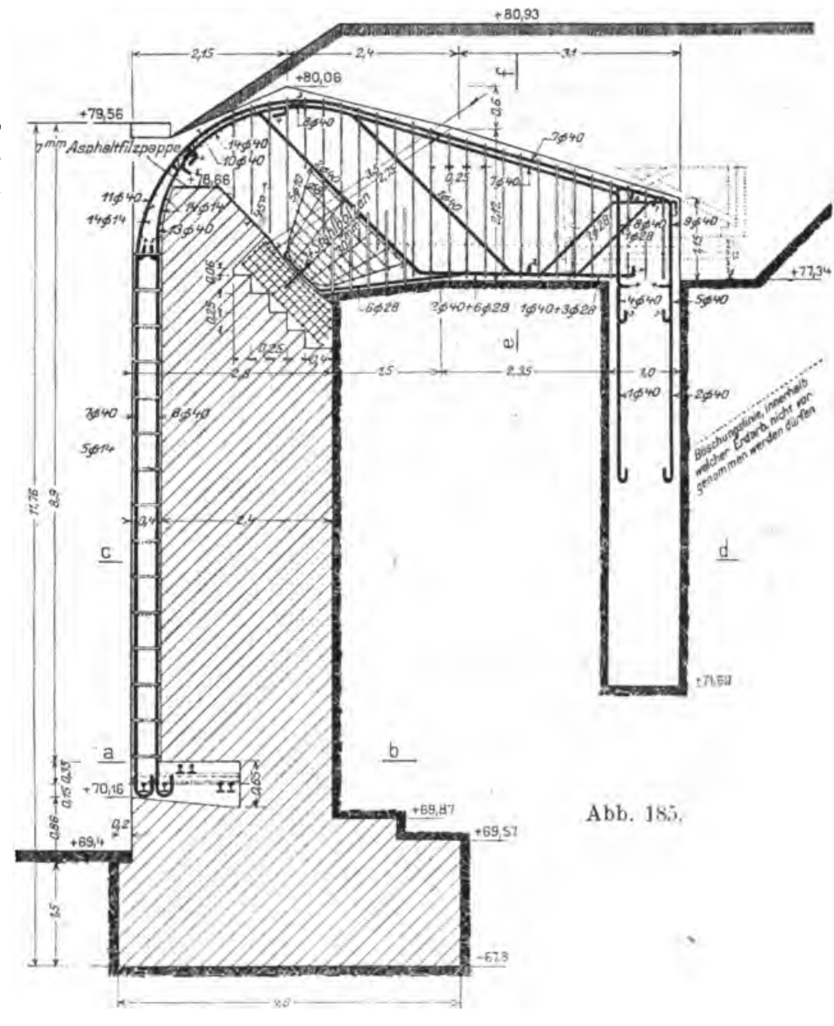



Abb. 185.

### 3. Säulen.

Bei der Anordnung von Dehnungsfugen in Gebäuden kommt es häufig vor, daß man diese nur in der Decke und dem Dach anbringt und daß sich die Bewegungen aus ihnen in die darunter befindlichen Säulen fortsetzen. Diese unregelmäßigen Risse können unter Umständen gefährlich werden. Hier wie in dem folgenden Falle ist es am besten, die Anschlußstelle durch eine Umschnürung zu sichern. Säulen, die zur Verstärkung dienen sollen, müssen innig mit der ursprünglich vorhandenen Säule verbunden sein, und hierfür bietet die Umschnürung beider ein zuverlässiges Mittel.

Dipl.-Ing. Zipkes hat im Jahre 1907 bei der Uto-Garage in Zürich eine Verstärkung ausgeführt.[2]) Die Fundamente konnten unverstärkt beibehalten werden. Die Säulen hatten vor dem Umbau einen Querschnitt von $30 \times 30$ cm (Abb. 190) und erhielten nach dem Umbau $40 \times 40$ cm Querschnitt. Der Vorgang war folgender: Die Betonhülle wurde bis auf die Längseisen losgeschlagen, und es wurden neue Längs-

[1]) D. Bztg. 1914, Zementbeilage Nr. 14.
[2]) B. u. E. 1912, S. 243.

eisen mit Bügeln angeordnet, die einmal die neuen Längseisen unter sich, ferner aber neue und alte Längseisen untereinander verbinden. Das Ganze wurde dreiseitig ein-



Abb. 186.

geschalt und die vierte offene Seite nach Maßgabe des Fortschreitens der Betonierung geschlossen (Abb. 191 u. 192).



Abb. 187.



Abb. 188.



Abb. 189.

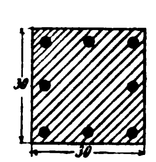



Abb. 190.

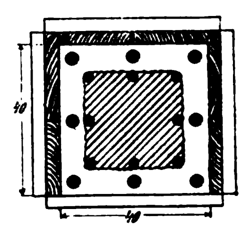



Abb. 191.

Wir finden über den obigen Züricher Bau die folgenden Angaben:

| | alte Säule | neue Säule |
|---|---|---|
| Betonquerschnitt . . . . . . | 900 cm² | 1600 cm² |
| Eisenquerschnitt . . . . . . | 29,5 „ | 56,6 „ |
| Gesamtlast . . . . . . . . | 1342 t | 2890 t |
| Betondruckspannung . . . . . | 39,4 kg/cm² | 44,2 kg/cm². |

Es ist dabei trotz der Entlastung unvermeidlich, daß ein Unterschied der Spannungen zwischen dem alten und neuen Teil bestehen bleibt.

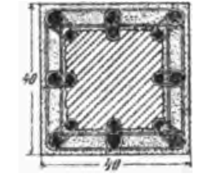


Abb. 192.

Ein weiterer Fall dieser Art ergab sich bei dem Umbau einer Automobil-Werkstätte in Paris (Abb. 193), der von Ingenieur Lossier ausgeführt wurde.[1]) Hand in Hand mit der Vermehrung der Stockwerke ergab sich eine Erhöhung der Säulenlast von z. B. 98 auf 219 t. Die Ausführung der Verstärkung zeigen die Abb. 194 und 195. Die Säulen wurden abgespitzt und mit einem Blechzylinder versehen, der dazu diente, die Drahtspiralen leichter aufwickeln zu können. Nachdem dies geschehen war, wurden die Blechzylinder herausgezogen und durch Längseisen ersetzt.

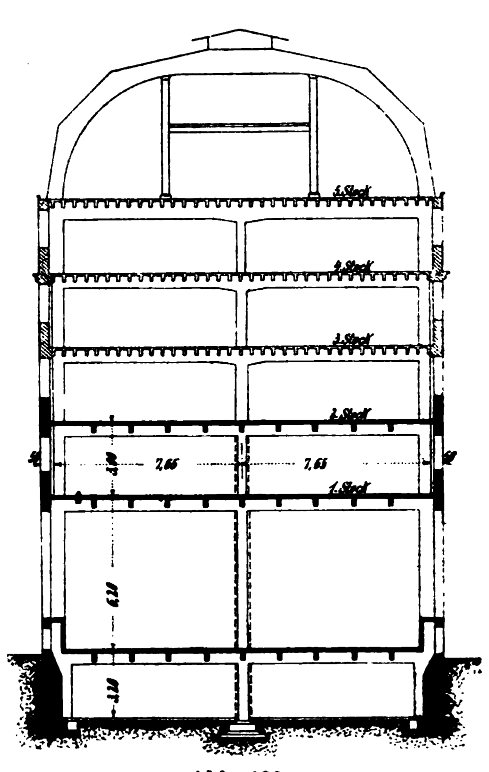


Abb. 193.

Abb. 196 zeigt den Vorgang bei der Herrichtung der Säulen.

Wir haben in Abb. 151 bereits den Fall erwähnt, wo in einem fertigen Gebäude eine ganze Säule herausgenommen und neu betoniert wurde.

Bei der nötigen Sorgfalt der Durchführung ist dagegen ebensowenig etwas einzuwenden, wie gegen die nachträgliche Ausbesserung von in der Säule entstandenen Hohlräumen (Abb. 80).

Prof. Müller erwähnt eine Verstärkung einer zu schwachen Betonsäule durch Eisen; Abb. 197 läßt die Winkelbewehrung vor der neuen Einbetonierung ersehen.

[1]) B. u. E. 1912, S. 216.

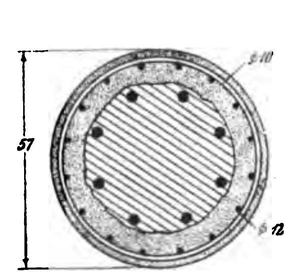




Abb. 194.

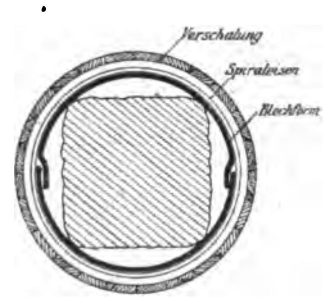




Abb. 195.



Abb. 196.

Gußeiserne Säulen können durch Einbetonierung ihres Hohlraumes verstärkt werden. Der Fall einer Verstärkung durch eine Umhüllung wird beim Zubau einer Appreturanstalt in Friedland beschrieben (Abb. 198 u. 199).

Abb. 200 zeigt die Art der dort angewendeten Ummantelung der Säule. Man darf dem betreffenden Fachmann aus seinem guten Glauben, daß auf diese Weise eine Verstärkung erzielt worden ist, umsoweniger einen Vorwurf machen, als auch das Patentamt und eine Reihe namhafter Fachleute diesen Stand-

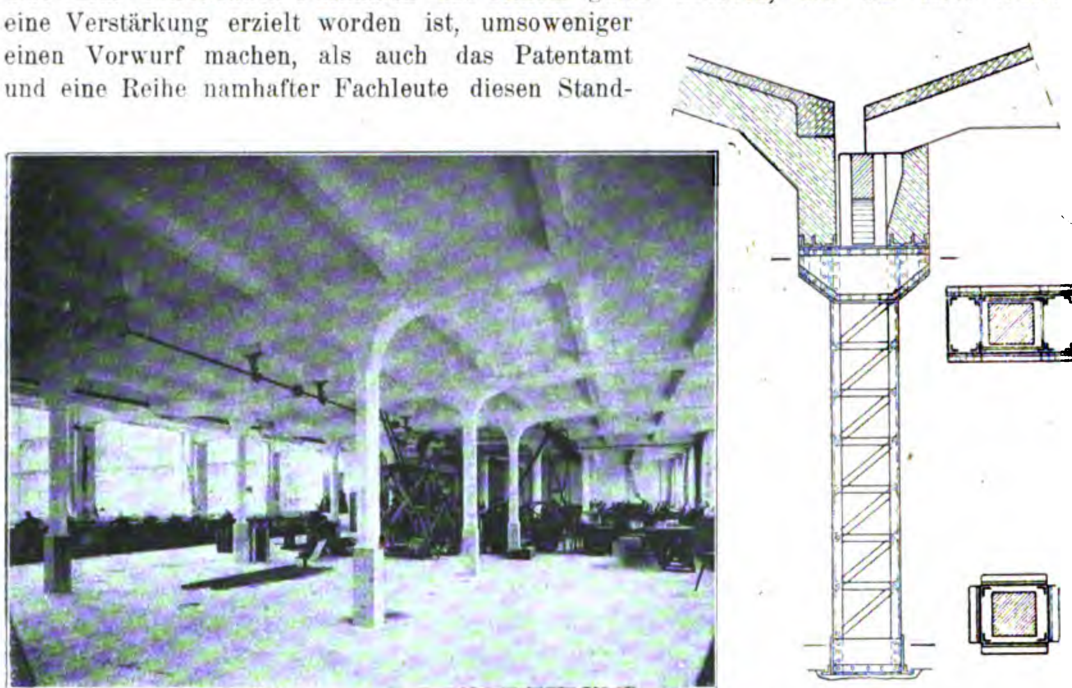


Abb. 198. Abb. 197.

punkt vertreten haben, bis ich zum Nachweis seiner Unrichtigkeit die Tatsachen, abgeleitet aus Parallelversuchen, habe sprechen lassen.[1])

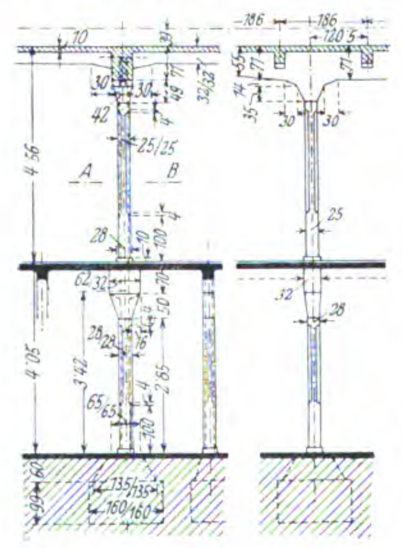


Abb. 199.

Gehen wir zu diesem Zweck der Ausführung genauer nach. Der Gesamtquerschnitt an Gußeisen betrug 80 cm². Die Säule sollte mit 41,68 t belastet werden. Dies hätte eine Beanspruchung von 521 kg/cm² ergeben. Bei einer freien Länge von 4,25 m beträgt nach Tetmajer entsprechend $x = 30$ die zulässige Beanspruchung $= 500\,(1 - 0{,}01546\ x + 0{,}0007\ x^2) = 300$ kg/cm². Die Säule dürfte daher nur mit $80 \times 300 = 24$ t belastet werden, während für die restlichen 17,68 t eine Verstärkung notwendig war. Zu diesem Zwecke hat der Konstrukteur 258 cm² Betonquerschnitt und 8 ⌀ 14 mm angeordnet und jenen mit 40 kg/cm² belastet gedacht. Seiner Meinung nach beträgt die Verstärkung $(258 + 15 \cdot 8 \cdot 1{,}54) \cdot 40 = 17{,}7$ t. Wir ersehen dagegen aus den folgenden Versuchen, wie diese Verstärkung sich tatsächlich verhält.

[1]) B. u. E. 1912, S. 116.

Dem Versuche unterworfen wurden drei Reihen, jede bestehend aus einer Gußeisenröhre allein (Abb. 201) und je einem Versuch mit derselben Röhre einmal wie in Abb. 202 aus gewöhnlichen Eisenbeton, das andere Mal nach meinem Verfahren umschnürt (Abb. 203). Das untersuchte Gußeisen war ein sehr weicher Guß von

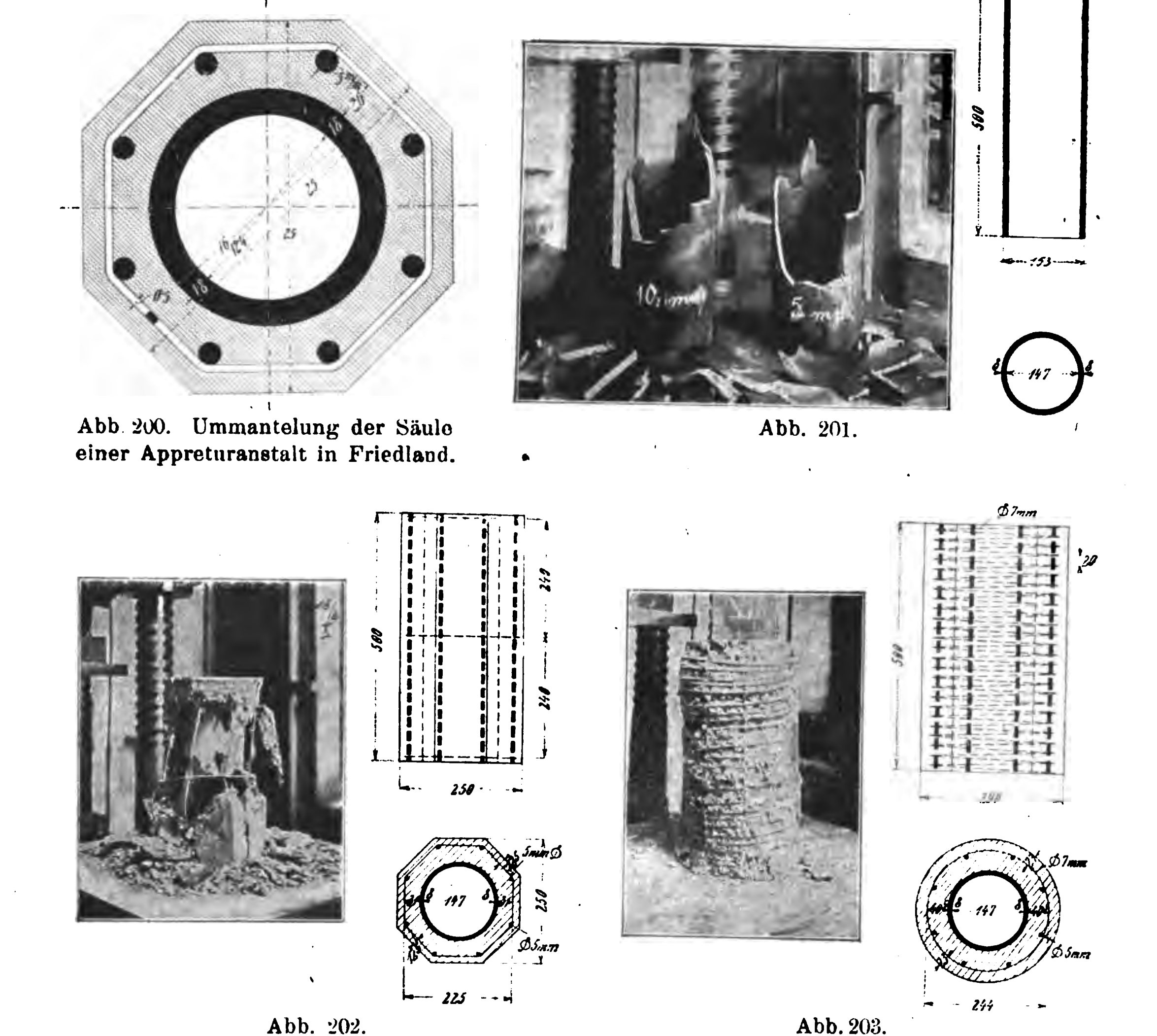


Abb. 200. Ummantelung der Säule einer Appreturanstalt in Friedland.

Abb. 201.

Abb. 202.

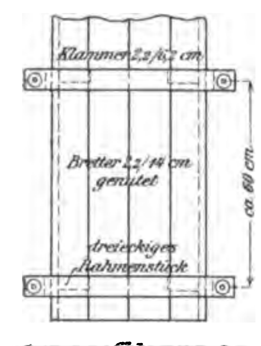
Abb. 203.

5000 kg/cm² mittlerer Würfelfestigkeit, wie aus den Versuchen I ersichtlich. Die Versuche ergaben die folgenden Bruchlasten und Bruchspannungen:

| I. Gußeisenröhren Abb. 201 Bruchlast | | II. Bei derselben Röhre, schlecht bewehrt wie Abb. 202 | | III. Bei derselben Röhre umschnürt wie Abb. 203 | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | Bruchlast | entfällt auf das Gußeisen | Bruchlast | entfällt auf das Gußeisen |
| 5 mm . . | 209 t (4750 kg/cm²) | 143,5 t | (2640 kg/cm²) | 267 t | (6000 kg/cm²) |
| [8 mm . . | 274 t (5800 kg/cm²)] | 169 t | (2680 kg/cm²). | | |

Wir sehen bei I eine Festigkeit des Gußeisens, die gegenüber der Würfelfestigkeit einen durch die Knickfestigkeit gegebenen geringen Abfall zeigt. Bei den

beiden Versuchen unter II besteht der Unterschied nur in dem Gebrauch verschieden starker Längseisen; der auf das Gußeisen entfallende Anteil bleibt, wie ersichtlich, der gleiche. Bei einer umschnürten Anordnung (III) ergibt sich eine Verstärkung gegenüber I durch eine Erhöhung um 58 t, entsprechend einer Erhöhung der Festigkeit des Betons und des Gußeisenkerns, verglichen mit dem aus Gußeisen ohne Umschnürung, während bei der fehlerhaften Anordnung II sogar ein bedeutender Abfall an Festigkeit, verglichen mit dem Gußeisenrohr allein, zu verzeichnen ist. Der Vergleich mit III zeigt, woher dieser Abfall stammt, und daß er 50 vH. der Gußeisenfestigkeit ausmacht. Das scheint auf den ersten Blick unglaublich. Der Vorgang spielt sich etwa wie folgt ab: Wenn die Last eine Zusammendrückung der Säule hervorruft, die im Beton einer Spannung von 150 kg/cm² und im Flußeisen von 1500 kg/cm² entspricht, also etwa ³/₄ mm f. d. lfd. m, so wird noch eine regelmäßige Verteilung der Lasten stattfinden, die aber bei einer weiteren Belastung in Frage gestellt wird, sobald sich die Zusammendrückung der Bruchfestigkeit des Betons nähert. Bei unseren Versuchen betrug die Betonwürfelfestigkeit 173 kg/cm². Die Steigerung der Betonspannungen in der Nähe der Bruchgrenze verlangt eine größere Zusammendrückung des Betons, als das Gußeisen zuläßt. Hand in Hand tritt somit eine geringe Vermehrung der Tragfähigkeit durch den Beton ein, während die Zunahme des Belastungsanteils, den das Eisen trägt, eine ganz bedeutende ist. Wir erreichen auf diese Weise rasch die Fließgrenze der Flußeisenstäbe, die ausknicken und so die Möglichkeit geben, die Druckgrenze des Betons zu erreichen und auch ihn zu zerstören. Dadurch überträgt sich die ganze Last nach Zerstörung der gesamten Hülle mit einem stoßartigen Ruck auf das nunmehr bloßgelegte spröde Gußeisen, das diesem Stoß nicht gewachsen ist und bei einer geringeren Last zerspringt, als wenn die Verstärkung nicht vorhanden gewesen wäre. In obigem Fall bringt daher die fehlerhaft angebrachte Betonummantelung keine Verstärkung, die zulässige Last wird nicht von 24 auf 41,7 t erhöht, sondern die Anordnung hat eine Verminderung der Sicherheit zur Folge. Bei dem richtig hergestellten umschnürten Gußeisen wird die Umschnürung so dicht verlegt, daß ein Ausknicken der Längseisen und ein Abspringen des Betons und ein Bloßlegen des Gußeisens verhindert ist, was zur Folge hat, daß der Gußeisenkern sich innerhalb der Umschnürung verbiegen kann, ohne zu springen. Man hat sich von dieser Tatsache durch ein Abklopfen der Eisenbetonhülle bei den Versuchskörpern überzeugt, nachdem diese die Höchstlast ihrer gemeinsamen Tragfähigkeit überschritten hatten. Es konnte auf diese Weise ein verstauchter, sonst aber ganz unberührter Kern zutage gefördert werden. Setzte man dagegen den Versuch weiter fort, bis die Umschnürung platzte und das Gußeisen auf diese Weise bloßgelegt war, so zersprang dieses ebenfalls. Diese Erscheinung wurde ebenso bei vollen Kernen aus Gußeisen wie auch bei Hohlsäulen beobachtet.



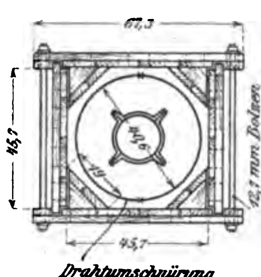




Abb. 204.

Eine ähnliche, jedoch grundsätzlich andere Anordnung ergibt sich bei der Verstärkung von Flußeisensäulen durch Eisenbeton, wie beispielsweise bei den eisernen Gerüstpfeilern des Stahlgerüstes der Missouribrücke bei St. Charles, Mo.,[1]) für die Wabash-Eisenbahn (Abb. 204 u. 205). Die Pfeiler bestanden aus Quadranteisen von 13,7 cm Durchmesser

[1]) Eng. News 1910, S. 504.

und wurden von Achtecksäulen von 45,7 cm Durchmesser eingehüllt. Der zur Verstärkung benutzte Eisenbeton zeigt stellenweise sehr dichte Bügel bis 5 cm Abstand. Naturgemäß ergibt sich bei der Verwendung von Flußeisen nur die Möglichkeit, es bis zur Fließgrenze auszunutzen, weil von da an die Stauchungen des Eisens so rasch zunehmen, daß ihnen selbst derstauchungsfähigste Beton nicht folgen kann.

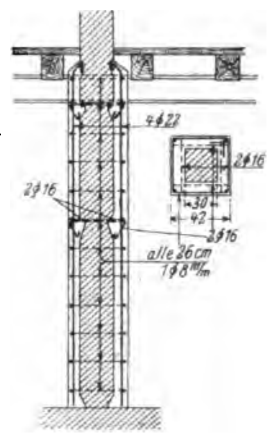



Abb. 206.

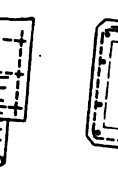
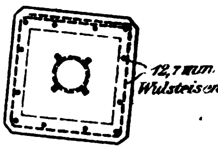
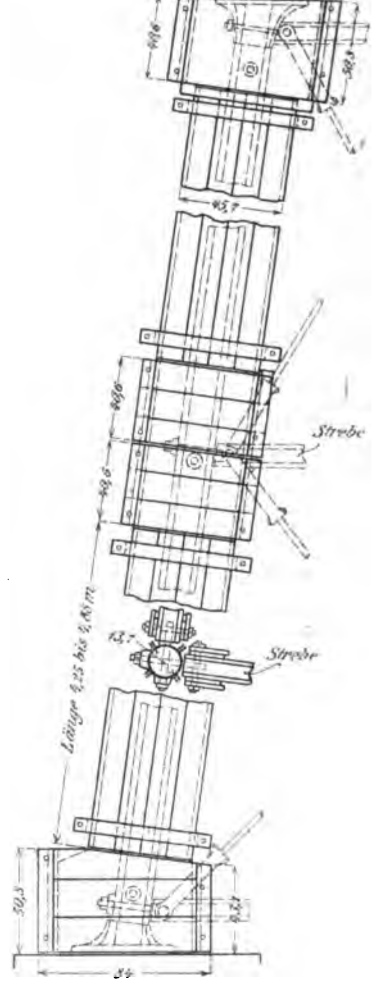




Abb. 205.

Als ein Beispiel, wie der Eisenbeton auch in Verbindung mit Steinkernen arbeitet, sei auf die Wiederherstellung bei alten Mauerwerkpfeilern verwiesen. Diese Arbeit ist in „Beton u. Eisen" 1908, Heft XVI, S. 385 ausführlich beschrieben worden, und es sei hier noch kurz darauf hingewiesen, weil der hierzu verwendete I-Träger-Rost dem Umbau seine besondere Eigenart verleiht.

Prof. Schnyder gibt uns[1]) ein Beispiel der Ummantlung eines Backsteinpfeilers mittels Eisenbetons (Abb. 206), um auf diese Weise eine dreifache Tragfähigkeit zu erzielen. Er berechnet die Tragfläche mit

| | |
|---|---|
| 4 Rundeisen $22 = 4 \times 3{,}02 \times 10$ . . . . | 153 cm² |
| Stützenquerschnitt $42 \times 42$ . . . . . . . | 1764 „ |
| | 1917 cm² |

mit einer Tragfähigkeit von $20 \times 1917 = 38{,}34$ t, wobei Beton und Eisen nicht voll ausgenutzt erscheinen.

### 4. Träger.

Für die Wiederherstellung schadhafter Träger gibt es zwei Wege: entweder die unberührte Beibehaltung des Tragwerkes und Verstärkung durch einen gesonderten Neubau oder einen Eingriff und eine Ergänzung der fehlenden Bestandteile.

Die unzureichende Tragfähigkeit eines Tragwerkes läßt sich am einfachsten durch Vermehrung seiner Stützpunkte beheben. Bei Eisenbetonträgern ergibt sich die Schwierigkeit, daß ihre Bewehrung der Felderteilung und dem Momentenverlauf angepaßt ist, so daß ein neuer Stützpunkt eine geänderte Bewehrung erfordern würde. Es bedarf daher das Einziehen einer neuen Säule oder eines Entlastungsquerträgers einer genauen Erwägung über die Lage und Eignung der vorhandenen Bewehrung. Die Austeilung wird häufig dadurch erleichtert, daß an der unterstützten Stelle eine Senkung eingetreten

[1]) Schweizer Technikerzeitung 1914. S. 582.

ist, die die dort auftretenden negativen Momente des Eigengewichts verringert. Unterstützungen durch Säulen werden wegen der nötigen Fundamente hauptsächlich im Erdgeschoß in Frage kommen und haben den Nachteil, daß sie die Benutzung der unteren Räume beschränken.[1])

Im Anschluß an das Vorhergesagte führen wir die auf S. 200 erwähnte, in Friedland ausgeführte Wiederherstellung an, bei der die Verwendung von Eisenbeton durch Einziehen fertiger Träger ermöglicht wurde, ohne den Betrieb zu stören (Abb. 207 u. 208).

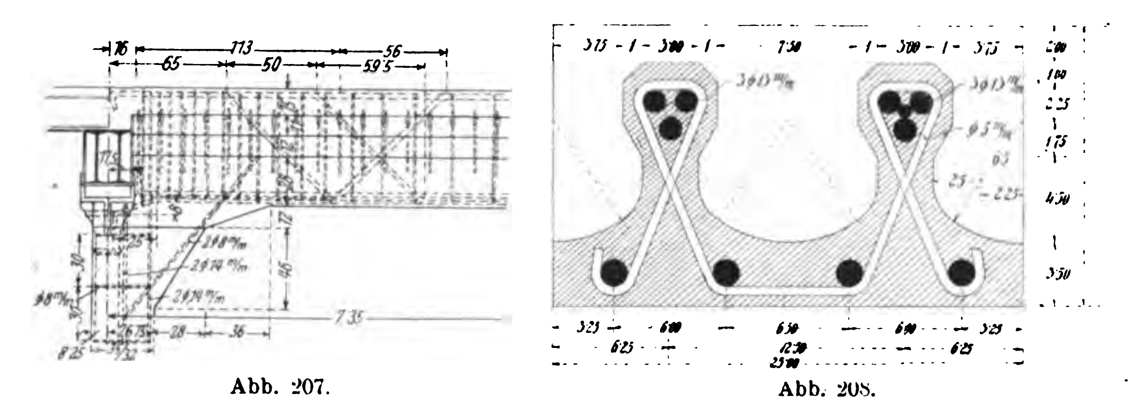


Abb. 207. Abb. 208.

Bei dem ersten Verfahren kann die sonst unvermeidliche Steinarbeit ganz vermieden werden. Es ist dies bei Wiederherstellungen in solchen Gebäuden, deren Betrieb nicht gestört werden soll, oft von ausschlaggebender Bedeutung.

Ein Beispiel einer Unterfangung mit Eisenbetonträgern zeigt Abb. 209. Von den beiden dort dargestellten Baumöglichkeiten wurde die mit *a* bezeichnete ausgeführt.

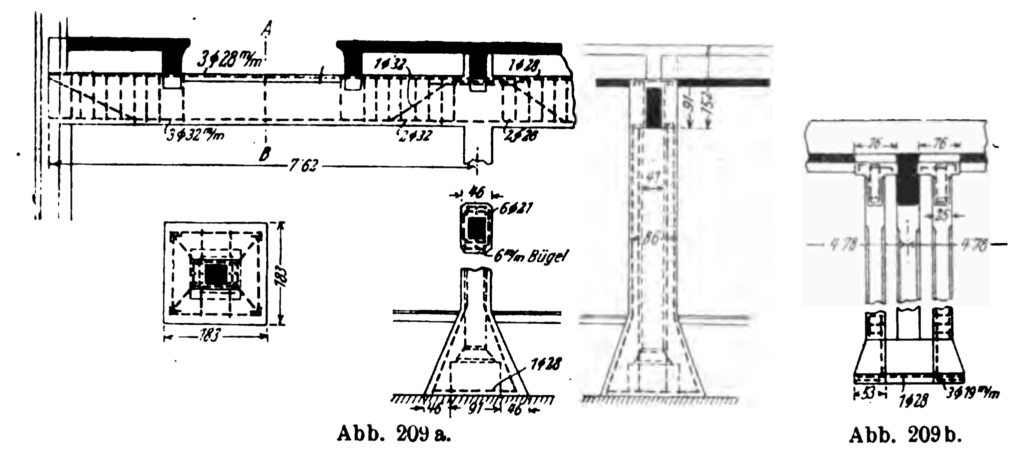


Abb. 209 a. Abb. 209 b.

Es handelt sich dabei um die Wiederherstellung eines eigentümlich geformten Trägers, mit dem der Konstrukteur gewissen Anforderungen der Fabrikation entsprechen mußte, so daß er es unter diesen Umständen bequem fand, das Moment in der Mitte mit $\frac{q l^2}{24}$ anzunehmen. Leider hat diese Annahme den wirklichen Verhältnissen nicht entsprochen und sich in ihren Folgen durch Rissebildung bei dem darüber befindlichen Behälter unangenehm bemerkbar gemacht.[2])

[1]) Arm. B. 1914, Heft 4.
[2]) Eng. News, 3. November 1908.

Ein weiteres Beispiel eines Umbaues mit Hilfe einer Unterfangung zeigen die Abb. 210 bis 213. In diesem Falle wurde die Tragfähigkeit der bedrohten Träger dadurch hergestellt, daß man nicht die Träger, sondern ihre Belastung unterfangen, also die Träger nur entlastet hat. Die Hauptbelastung bestand in einem zwischen zwei Deckenträgern angeordneten Behälterpaar (Abb. 211). Die Bewehrung der alten im Bilde senkrecht

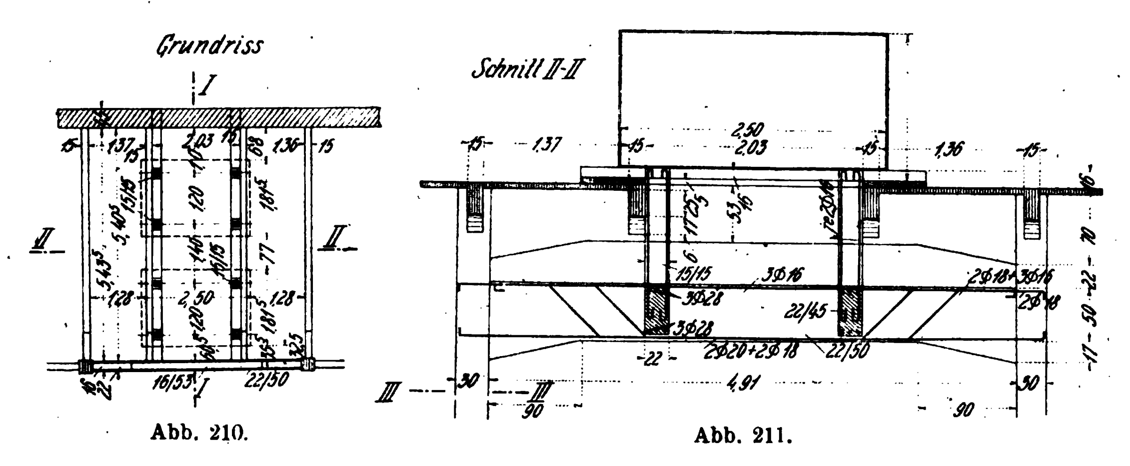



Abb. 210. Abb. 211.

schraffierten Deckenträger hatte den Mangel, daß ihre Haftfestigkeit durch die Einzellast des Behälters überschritten wurde und so die Zugeisen aus dem Widerlager herausgezogen wurden. Es ergab sich beim jeweiligen Füllen des Behälters immer eine, wenn auch unmerkliche, Verschiebung der Eisen im Träger, die sich zunächst durch einen Spaltriß an der Untersicht der Rippe kenntlich machte. Im Laufe der Zeit wurde der ganze Verlauf des herausgezogenen Rundeisens auch auf der Seitenfläche der Rippe sichtbar; einer der Träger hatte bereits eine recht bedrohliche bleibende Durchbiegung erreicht. Es ist dies eines der wenigen mir bekannten Beispiele von der Überschreitung der Haftfestigkeits-

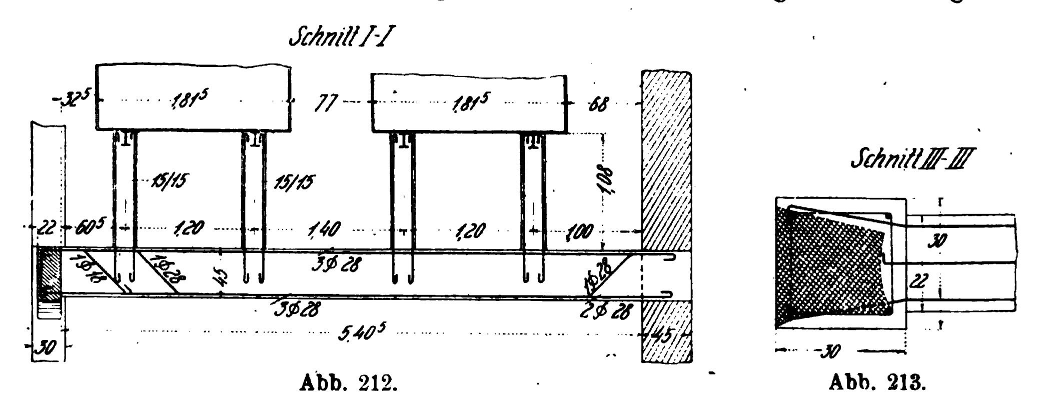



Abb. 212. Abb. 213.

grenze, ohne daß eine weitere Eigenschaft des Baustoffs in Mitleidenschaft gezogen wurde. Der Fall ist hauptsächlich deshalb bemerkenswert, weil man nach dem Verlauf bei Versuchen erwarten sollte, daß ein derartiger Mißgriff zu einem plötzlichen Einsturz Anlaß gibt. Die beiden Träger haben ihre Tragfähigkeit soweit bewahrt, daß man sie nach ihrer Entlastung von dem Behälter in dem Bau belassen konnte und man von einer Wiederherstellung ganz abgesehen hat. Zur Unterfangung wurden die beiden Säulen, die bereits jenen Hauptträger getragen haben, auf dem die schadhaften Träger aufruhen, durch einen zweiten derartigen, tiefer gelegenen Träger verbunden. Es

geschah dies in der Weise, daß man an den Säulen den Beton bis auf die Längseisen entfernte (Abb. 213), die Bewehrung des neuen Querträgers an die Längseisen anhängte und die Säule gemeinsam mit dem neuen Hauptträger wieder einbetonierte. In Verbindung mit diesem Hauptträger wurden nunmehr zwei neue Balken unterhalb des Behälters gelegt und auf die gegenüberliegende Mauer aufgelagert. Diese Balken waren mit acht kleinen Säulchen versehen, die bis zu dem Fußboden des Behälters hinaufreichten und seine Last übernahmen, ohne daß es nötig war, an dem im Betriebe befindlichen Bauwerk irgendwie störend einzugreifen.

Eine Unterfangung mit Eisenbetonträgern zeigt der gerissene Silo (Abb. 66) durch Einbetonierung zwickelartiger Träger auf allen vier Seiten. Die Auflagerung dieser Träger und eines Korbes von Flacheisen um den Silo wurde durch Einstemmen und Durchführen der Eisen an den Auflagersäulen erzielt. Die Wiederherstellung in diesem Falle war nur von der Art einer Rückversicherung, um die Setzungen hintanzuhalten. Diesem Beispiel von Unterfangung von Eisenbeton durch Eisenbetonträger wäre eine große Reihe von solchen durch Eisenträger anzufügen.

Die Anordnung der Auflager für solche Unterfangungsträger ist eine Frage für sich, die ein besonderes örtliches Studium der Bau- und Betriebsverhältnisse des betreffenden

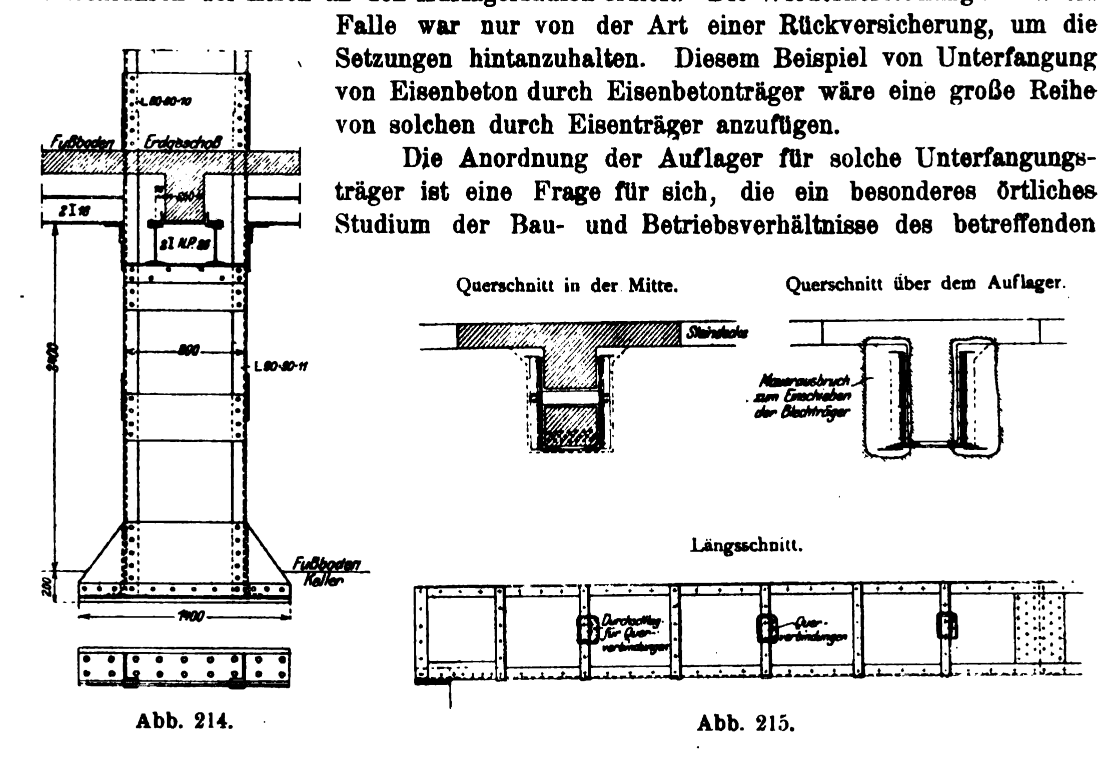



Abb. 214. Abb. 215.

Bauwerks erfordert. Auch hier gestaltet sich das Einziehen einer eisernen Säule oder die Unterstützung durch ein Sprengwerk oder einen I-Querträger verhältnismäßig einfach. Dagegen wird die Lastverteilung bei einem gleichlaufenden Tragwerk zu einem recht schwierigen Problem, wenn man dafür einen fremden Baustoff wie Eisen wählt. Die Lastverteilung hängt von der Größe der Durchbiegung beider Tragwerke ab, und dabei kommt in Betracht. daß der Eisenträger eine verhältnismäßig viel größere Durchbiegungsfähigkeit besitzt. Wenn man also zwei derartige Tragwerke zwangläufig durch Unterlagerung, Querträger oder eine sonstige Befestigung verbindet, so wird der Lastenanteil des Eisenträgers und demnach die Verstärkung des Eisenbetonträgers immer verhältnismäßig nur gering sein. Eine Durchbiegung, die den Eisenträger nicht nennenswert belastet, bedeutet für den Eisenbeton bereits Bruch. Wenn man dagegen den Eisenträger neben der Rippe so einlegt, daß er nur unterhalb der Platte zu liegen kommt, so liegt die Gefahr nahe, daß ein steifer Eisenträger die Platte abhebt, wenn in der

Rippe größere Durchbiegungen erzielt werden. Sofern die Tragfähigkeit des Eisenbetonträgers eine fragwürdige ist, so wird man gezwungen sein, dem Eisenträger solche Abmessungen zu geben, daß er den Betonbalken auch als tote Last zu tragen imstande wäre, und es ergibt sich somit ein bedeutender Vorteil, wenn man den Betonbalken ganz entfernt und den Eisenträger allein zum Tragen der Nutzlast benutzt. Bezüglich der Verbindungsanordnungen zeigt Abb. 214 eines der von Prof. S. Müller angeführten Beispiele.[1]) Jedenfalls bleiben Eisenträger und Betonbalken dauernd getrennte Tragglieder, deren Anordnung mit Rücksicht auf die vorhandene Nutzhöhe und -breite und mit Rücksicht auf ein verläßliches Zusammenarbeiten zu treffen ist. Abb. 215 gibt eine Anordnung mit Hilfe eines aus Walzprofilen zusammengesetzten Trägers.

Anschließend hieran sei der Verstärkungen von Eisenträgern durch Eisenbeton gedacht. Prof. Colberg hat hierüber in der zweiten Auflage dieses Werkes, Bd. VI, S. 698, ausführlich berichtet.

Während sich dort größtenteils kleinere französische Arbeiten angeführt finden, sei hier ein von Dr.-Ing. K. W. Mauthner ausgeführter Umbau einer Straßenbrücke[2]) von 25 m Spannweite ausführlicher beschrieben (Abb. 216).

Entscheidend für die Wahl der Verstärkung durch Eisenbeton war der Umstand, daß die Brückenpfeiler den größeren Lasten gewachsen waren. Die eiserne Straßen-



Abb. 216.

brücke stammt aus den sechziger Jahren und zeigt zwei Gitterträger als Haupttragwerk mit einer Achsenentfernung entsprechend einer nutzbaren Fahrbahnbreite von 5,6 m ohne jeden Fußweg (Abb. 217). Als Längsträger zweiter Ordnung waren Holzbalken benutzt, die einen Holzbelag trugen. Die Brücke sollte eine zweigleisige Kleinbahn aufnehmen. An Stelle eines Neubaues entschied man sich für die Verstärkung durch Eisenbeton (Abb. 218) unter gleichzeitiger Hebung der Brücke, da die Ruhrstromverwaltung eine Hebung der Konstruktionsunterkante gefordert hatte. Der Umbau konnte auf eine Umgestaltung der Fahrbahn, Verstärkung der Hauptträger und An-

[1]) Arm. B. 1914, Heft 4 bis 6.
[2]) D. Bztg. 1914, Zementbeilage, Nr. 15.

bringung von Fußwegkonsolen beschränkt werden. Die wiederhergestellte Brücke wurde einer Probebelastung unterzogen, die zufriedenstellende Ergebnisse hatte.

Will man bei einem schadhaften Träger eine Wiederherstellung vornehmen, damit seine Tragfähigkeit eine gewünschte Höhe erreicht, so bedarf man einer genauen Kenntnis der Ursachen des Mangels.

Wenn der Eisenbetonfachmann zu einem gerissenen Eisenbetontragwerk gerufen wird, so hat er dabei eine in vieler Hinsicht ähnliche Aufgabe wie ein Arzt am

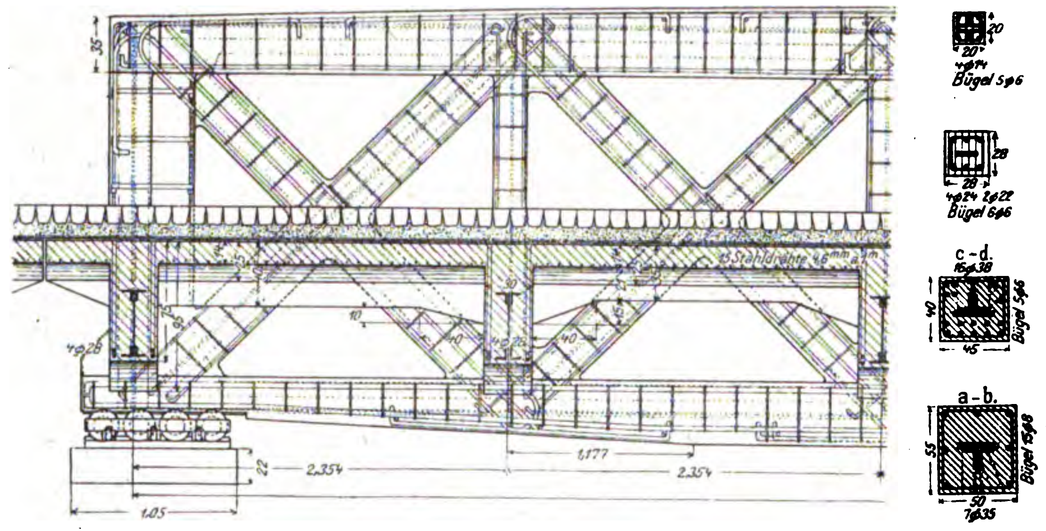



Abb. 217.

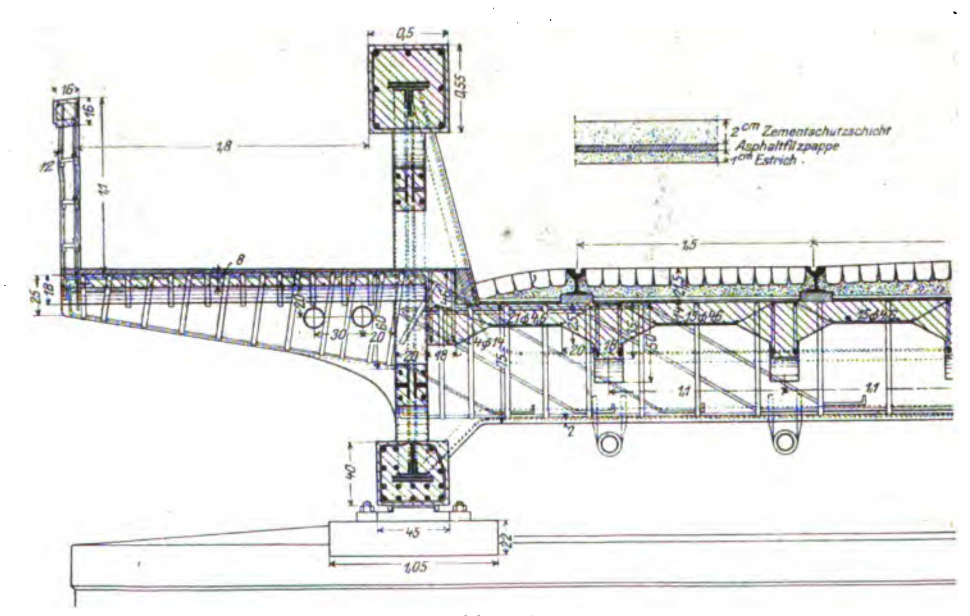
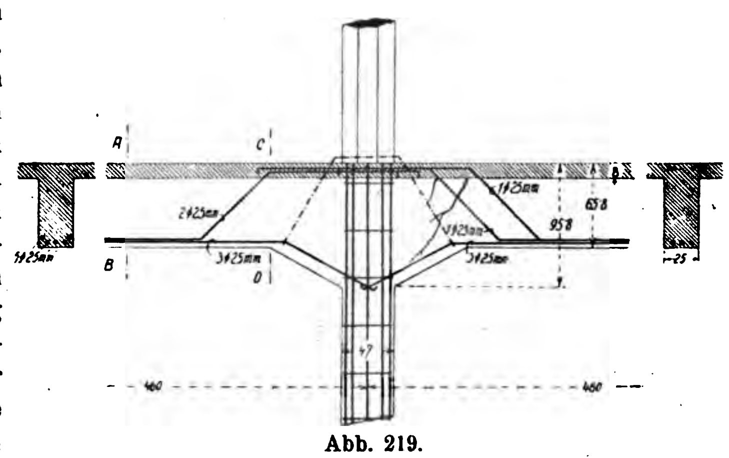
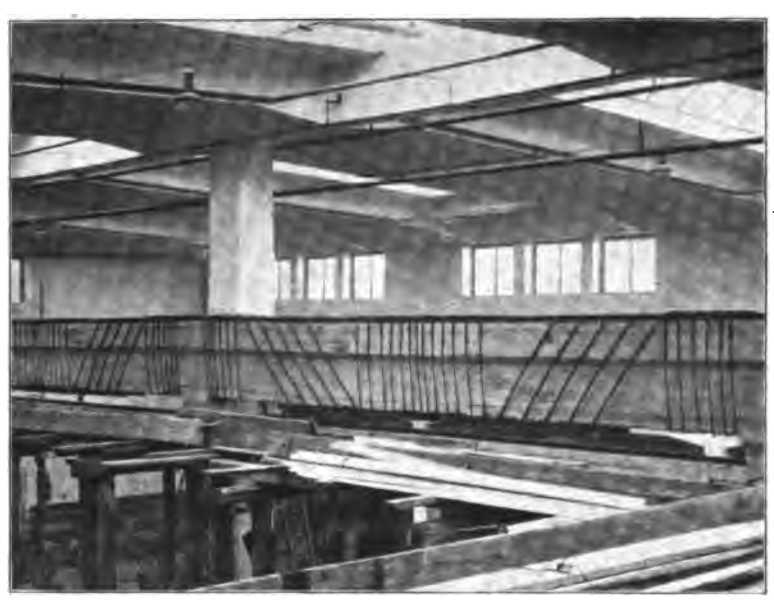



Abb. 218.

Krankenbett. Abgesehen von den Vorkehrungen, die sich gegen die Behebung von unmittelbaren Gefahren richten und die wohl nur in den seltensten Fällen in Betracht kommen, wird es sich immer darum handeln, die Ursache der auftretenden Riß-

erscheinungen zu ermitteln, sofern man diese wirksam bekämpfen und das Bauwerk wieder seiner Aufgabe zurückgeben soll. Zu diesem Zwecke ist es nötig, zunächst zu ermitteln, ob die Rißerscheinungen zu einem vollständigen Stillstand gelangt sind und unter welchen Umständen sie sich vergrößern würden. Man unterscheidet da zwischen sogen. toten und lebenden Rissen. Unter den ersteren versteht man solche Risse, bei denen die Formänderungen bereits ihren Abschluß gefunden haben, wo also durch den Riß eine Entspannung eingetreten ist und eine Erweiterung des Risses nicht mehr zu befürchten steht. Diese Feststellung läßt sich durch Aufkleben von Papierstreifen oder durch Anbringen von Gipspatzen in einfacher Weise erzielen. Als Rißursachen kommen Senkungen der Fundamente oder der Unterlagsmauern, Wärmespannungen und schließlich Überbelastungen oder unzureichende Abmessungen und Bewehrungen in Frage. Jede dieser Ursachen verlangt eine grundverschiedene Behandlung bei ihrer Behebung. Es ist also die zweite Aufgabe des Gutachters, die Pläne des Bauwerks einschließlich der Bewehrung einer genauen Prüfung zu unterziehen. Sind elastische Bodensenkungen oder Wärmeschwankungen die Rißursache, so wird sogar die Frage zu erwägen sein, ob der Riß aufrecht erhalten oder nur so geschlossen werden soll, daß dem Bauwerk ein Gelenk erhalten bleibt, weil sich das Bauwerk in dem Riß Luft gemacht hat. Vielfach werden jedoch entstandene Risse unberechtigterweise auf diese Ursachen zurückgeführt und fälschlicherweise als „lebende Risse“ angesprochen, weil das durch Risse unterteilte Gebäude in seinen Teilen verschiedene Wärmedehnungen oder Untergrundsenkungen zeigt, die in dem einheitlichen Gebäude gar nicht aufgetreten sind. Man muß sich hüten, diese sekundären Erscheinungen mit den primären Ursachen zu verwechseln.


Abb. 219.


Abb. 220.

Eine der häufigsten und bis zu einem gewissen Grade unschädlichen Erscheinungen besteht in der unrichtigen Ausbildung der Bewehrungen an der Einspannungsstelle. Sie sind dann unschädlich, wenn ihr Auftreten nur eine Herabminderung der Einspannung bedeutet und die Träger sonst für die veränderte Momenteverteilung geeignet sind. Die Abb. 219 zeigt einen derartigen durchlaufenden Träger, der keine hinreichende Bewehrung besaß, durch die die vorgesehene Einspannung und Stetigkeit hätte aufrecht erhalten werden können. Hierzu kam noch, daß die übergreifenden Eisen die zur Aufnahme der Haftspannung notwendige Oberfläche nicht besessen haben und daher durch die Zugkraft, die sie aufzunehmen hatten, aus dem Beton herausgezogen wurden. Es entstand daher ausgehend von dem Endhaken der in der Abbildung erkennbare Sprung. Die Wiederherstellung ist durch eine strichpunktierte Linie angedeutet.

Eine weitere Abb. 220 zeigt einen ähnlichen Fall, bei dem Kranbahnträger angeordnet wurden, die mit den Säulen und Konsolen zu einem durchlaufenden Rahmenwerk verbunden waren. Diese Träger besaßen keine hinreichende Obergurtbewehrung,

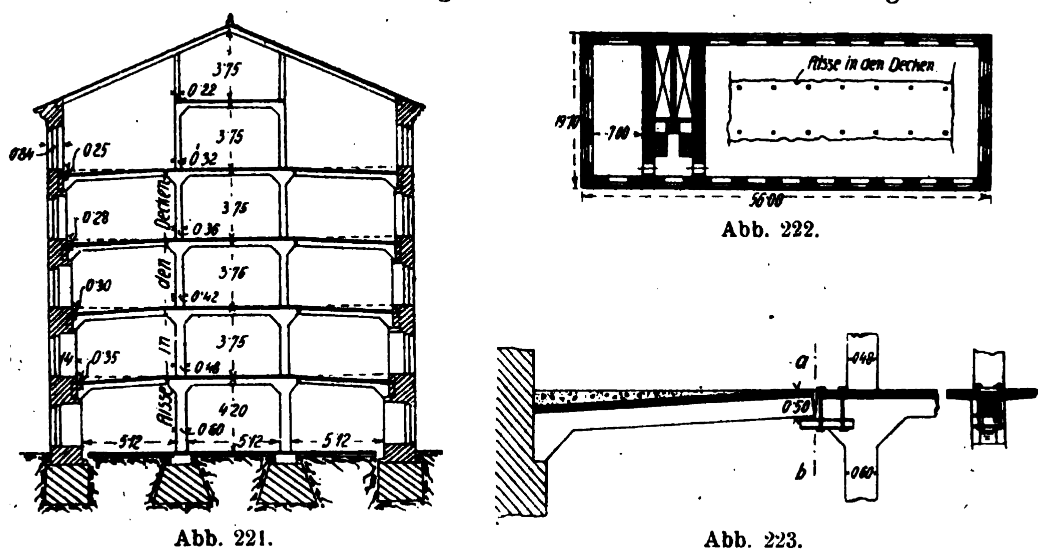


Abb. 221. Abb. 222. Abb. 223.

um der sonst mit großer Sorgfalt ausgeführten Einspannung zu entsprechen. Die Wiederherstellung dieser Träger geschah durch die Aufbetonierung einer Druckplatte, welche die fehlende Bewehrung für die negativen Momente aufzunehmen hatte.

Fehlerhaft ist es, Rißerscheinungen, die vom Untergrund herrühren und entweder noch nicht zum Stillstand gelangt sind oder aber jeweilig unter den Nutzlasten elastisch auftreten, durch eine überstarke Bewehrung bekämpfen zu wollen. Einen verzweifelten Fall dieser Art zeigt die Senkung der Außenmauern bei einer Mühle in Tomsk (Abb. 221). Die Senkung hat die im Grundriß (Abb. 222) dargestellte Zerstörung zur Folge. Die Abb. 223 zeigt die dort angewendete Form der Wiederherstellung, die trotz ihrer einfachen Form doch eine technisch und wirtschaftlich richtige Lösung eines solchen Falles angibt. Vorbedacht, wie z. B. bei einem Gebäude, das auf zwei verschiedenen Bodenarten aufruht, ist die vorherige Anordnung eines Gelenkes im Träger, der dann die Form eines Gerberträgers annimmt, oder einer Doppelsäule zweckentsprechend. Die Wiederherstellung muß ähnliche Wege zu gehen versuchen und darf nicht darauf ausgehen, die riesigen Kräfte bekämpfen zu wollen, die sich durch Formänderungen des Gebäudes ergeben. Sind die Senkungen, die zur Zerstörung der Platte Anlaß gegeben haben, zur Ruhe gelangt, so ergibt sich die in Abb. 224 dargestellte

Wiederherstellung der gerissenen Platte. Ein Blick auf diese Abbildung zeigt, wie wenig der Aufwand von Arbeit und Kosten mit dem Ergebnis in einem erfreulichen Verhältnis steht. In welchem Maße eine Erneuerung nach Unterhölzen des Tragwerkes und Anbringung neuer Bewehrungen und neuerliche Anbetonierung möglich ist, davon geben die folgenden Abbildungen Zeugnis.

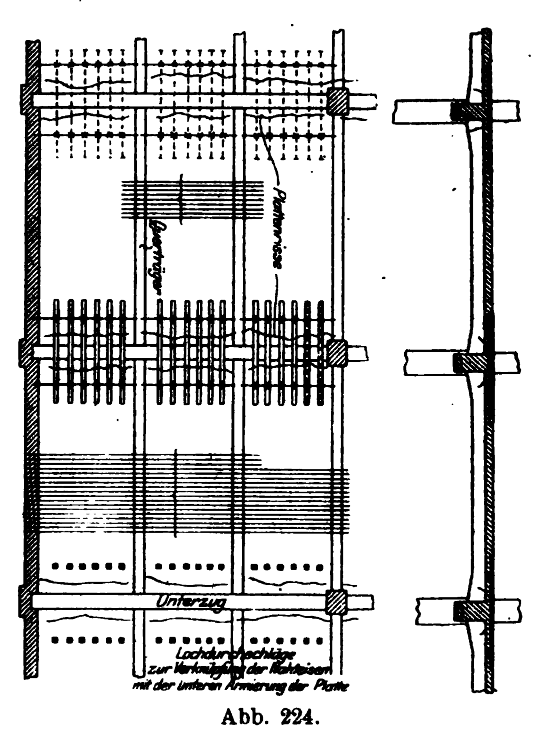
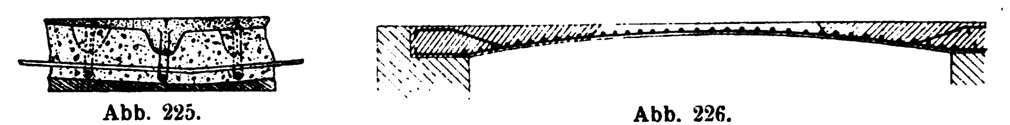


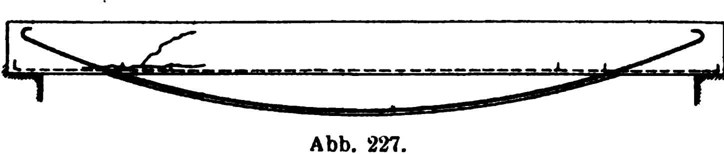
Abb. 224.

Die Wiederherstellung von Eisenbetonträgern, die nur mit bezug auf eine ihrer Festigkeitseigenschaften unzureichend sind, geschieht je nach der fehlerhaften Stelle am Ober- oder Untergurt oder im Steg. Wenn wir zunächst Träger mit fehlerhaftem Obergurt ins Auge fassen und die Frage erörtern, durch welche Anordnungen eine Überschreitung der Druckspannung beseitigt werden kann, so gibt es hierfür das verhältnismäßig einfache Hilfsmittel durch Aufbetonierung einer Druckplatte. Die Benutzung dieses Hilfsmittels setzt voraus, daß die damit verbundene größere Nutzhöhe zulässig ist; bereits in den Anfängen des Eisenbetonbaues bediente sich Hennebique bei einem Umbau im Palais Costume im Jahre 1900 (Abb. 225) dieses Verfahrens, um die zu geringe Plattenstärke einer weit gespannten Platte zu vergrößern. Die Abbildung gibt die Vorkehrungen an, die hierbei nötig sind, um den Zusammenhang zwischen der alten Platte und dem aufbetonierten Druckteil sicherzustellen. Zur Überwindung der hierbei auftretenden Schubkräfte dienen Eisenbewehrungen und Verzahnungen mit dem alten Beton. Abb. 226 zeigt den Fall der Herausnahme und Einbetonierung der


Abb. 225. Abb. 226.

ganzen mittleren Teile und der späteren Neubetonierung zwischen den keilförmigen Endflächen. Die Probebelastung ergab eine geringbleibende Durchbiegung.[1])

In ähnlicher Weise zeigt die Abb. 227 die Wiederherstellung eines unzureichenden Zuggurtes. Ferner sei auf die Abb. 99 bei einer mangelhaften Führung bei Knickpunkten verwiesen. Prof. S. Müller berichtet über einen Vorfall dieser Art wie folgt: Ein Eisenbetonbalken über 8,64 m lichter Weite (Abb. 228) erhielt


Abb. 227.

die gezeigte ungewöhnliche Form durch eine besondere Ausbildung der Deckenkonstruktion, die ein 2,59 m breites Deckenoberlicht erfordert hatte. Es ergab dies die Notwendigkeit, den

[1]) Siehe Versuche mit derartigen Kontrollbalken vom Österr. Eisenbeton-Ausschuß, B. u. E. 1921, S. 63.

Betonbalken an dieser Strecke wesentlich höher auszugestalten. Der Übergang der beiden Balkenhöhen war jedoch nicht zweckentsprechend ausgestaltet. Die Querschnitte der beiden Balken von 90 cm und 1,30 m gehen ziemlich unvermittelt ineinander über, während sich durch eine auf den Balken abgestützte Mauer gerade unter dem Knick ein Größtmoment ergab. Zu alledem kam ein Mißverständnis, so daß außer einer großen Reihe richtig durchgebildeter Unterzüge gerade in diesen beiden Balken die Eisen so eingelegt wurden, wie es die Abb. 228 zeigt. Die Zugeisen besaßen eine unzureichende Haftlänge, und die Mehrzahl der Eisen aus den hohlen Trägern war an der einspringenden Ecke nach innen zurückgebogen. Gleich beim Entfernen der Stützen traten Rißbildungen auf, die den Grund in den erwähnten fehlerhaften Anordnungen der Bewehrungen erkennen ließen.

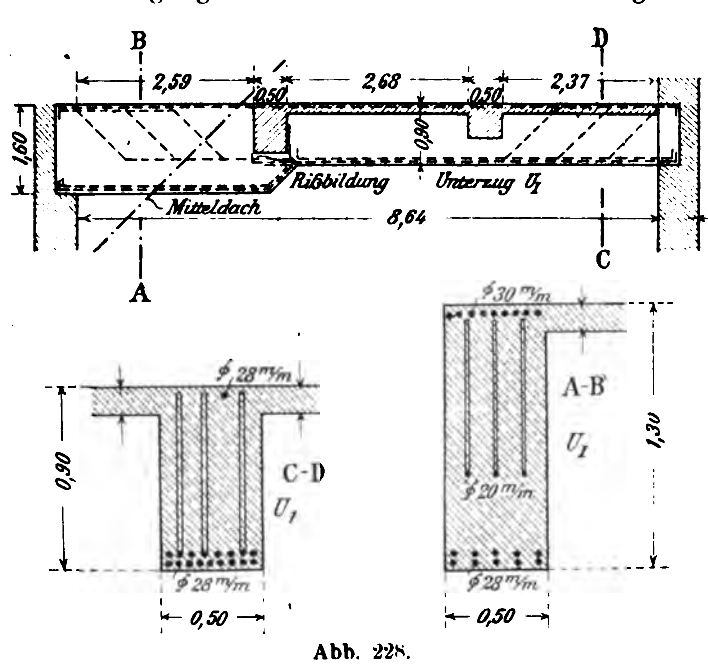



Abb. 228.

Die gestellte Aufgabe, beide Unterzüge wieder in vollem Maße tragfähig zu machen, bot ungewöhnliche Schwierigkeiten. Zunächst war es ausgeschlossen, eine mittlere Unterstützung für die Träger anzuordnen oder unter die Träger schwere eiserne Kastenträger zu legen und auf diese die Eisenbetonbalken aufzusetzen; durch solche Maßnahmen hätte die Ausnutzung der Räume in unzulänglicher Weise gelitten. Ebensowenig war es möglich, die Eisenbetonunterzüge durch eine danebengelegte Konstruktion zu verstärken, da der Vorderpfeiler nur die Breite der Rippe zeigte und keine Verstärkungsvorlagen danebengelegt werden konnten. Eine vollständige Entfernung und Neuanfertigung der Unterzüge mit den anschließenden Platten und Deckenträgern hätte nicht nur bedeutende Unkosten sondern auch durch den großen Verlust an Zeit und die Stockung des Weiterbaues wesentliche Nachteile mit sich gebracht. Unter diesen Umständen kam man zu den Lösungen, die die Abb. 229 zeigt. Das Verfahren beruht in der Hauptsache auf dem Gedanken, in dem einspringenden Knickpunkte die geneigten Zugeisen mit voller Haftlänge geradlinig beiderseits in den Betonkörper hineinzuführen. Die Schlitze, welche für das einzuführende neue Eisen in der erhärteten Betonrippe geschaffen werden mußten, wurden an ihren Enden hakenförmig ausgebildet, um so für den frischen Beton und für die neu eingelegten Eisen eine gute Endbefestigung zu schaffen. Da die vorhandenen Eisen auf der kurzen Vorderstrecke nur wenig mitwirken

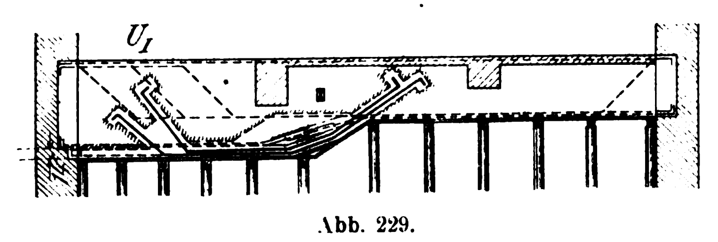



Abb. 229.

konnten, mußten die neuen Eisen auch in dem Vorderstück hakenförmig nach oben durch einen langen Schlitz in den Betonkörper eingeführt werden. Im übrigen gibt die Abb. 229 im Vergleiche mit dem ursprünglichen Zustande die Umformungen wieder, welche mit dem vorhandenen Eisen vorgenommen wurden.

Zunächst wurden die Balken ebenso wie die anschließenden Deckenträger und die Deckenplatten sorgfältig unterstützt. Alsdann mußten die Schlitze in den Balken herausgestemmt, dabei auch die den Rissen benachbarten Teile mit herausgenommen werden. Die Oberfläche der ausgestemmten Teile wurde möglichst rauh belassen. Alle neuen Einlagen wurden nun in die Schlitze genau eingepaßt und durch die vorhandenen Eisen hindurchgesteckt. Letztere mußten bei dem Träger zum Teil gerade gerichtet und hakenförmig von beiden Seiten ineinander eingelegt, die Verbindungsstellen außerdem durch Stacheldraht gesichert werden. Nach dem Einlegen der Eisen wurden sämtliche Innenflächen der Schlitze, wie auch die Eisen selbst, sorgfältig mehrere Male durch Stahlbürsten vom Staube gereinigt und dabei die Oberflächen aufgerauht. Alsdann kam es darauf an, den alten erhärteten Betonkörper durch fortgesetztes Nässen bis ins Innere hinein zu durchfeuchten. Nachdem schließlich die gesamte Schlitzfläche auf der einen Seite eingeschalt

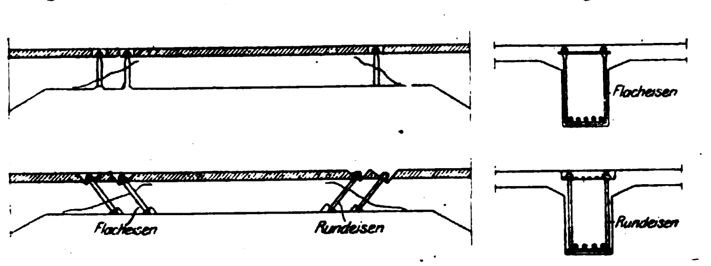


Abb. 230.


Abb. 231.

war, wurde von der anderen Seite Beton in geringen Mengen eingebracht und mit besonders hergestellten kleinen Stampfern so dicht wie möglich gestampft; die Schüttmasse wurde feuchter als sonst gehalten. Es möge noch erwähnt werden, daß einzelne Eisen unmittelbar unter das Auflager ins Mauerwerk 10 cm eingezogen werden konnten.

Die Ausschalung der wiederhergestellten Träger erfolgte nach sechs Wochen; die Seitenwände waren bereits acht Tage nach dem Stampfen entfernt worden. Während der Erhärtungszeit wurden die Balken dauernd genäßt.

Die Ausschalung der fertigen Träger erfolgte mit besonderen Vorsichtsmaßregeln unter Beobachtung der Durchbiegungserscheinungen. Bei beiden Trägern war das Ergebnis in jeder Beziehung ein zufriedenstellendes, die Durchbiegung kaum meßbar. Risse, selbst feine Haarrisse, ließen sich nirgends feststellen. Im gleichen Maße waren die Ergebnisse bei der späteren Probebelastung günstig. Jedoch mag erwähnt werden, daß beide Träger so gut wie keine Nutzlasten zu tragen haben und ihre Hauptlast aus dem Gewichte einer aufruhenden Mauer erhalten. Monatelange Beobachtungen im Betriebe, auch nach Einwirkung verschiedener Temperaturänderungen, haben gleich günstige Ergebnisse gezeigt.

Die unzureichende und gewöhnlich ganz fehlende Behandlung des Verbundes in den meisten statischen Berechnungen geben vielfach zu Wiederherstellungen im Beton-

steg Anlaß, weil ein für Zug und Druck einwandfrei hergestelltes Bauwerk häufig in dem Verbindungsteil beider, in dem Betonsteg, Rißerscheinungen zeigt. Die Wiederherstellung des Betonsteges ist eine schwierige Aufgabe. Sofern Zug- und Druckgurt

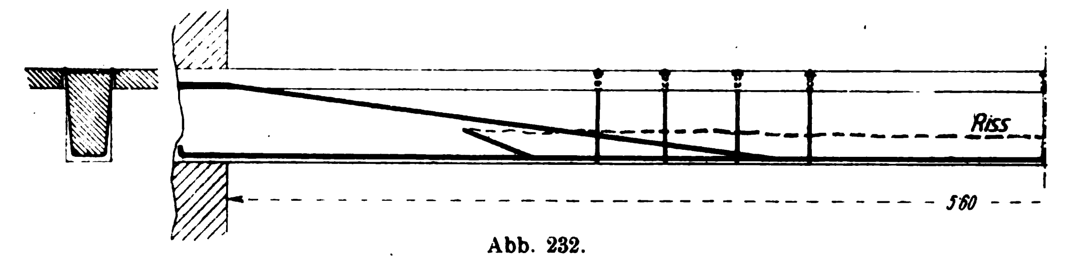



Abb. 232.

einwandfrei sind, ergibt sich die Möglichkeit, die Trennung, die zwischen ihnen eingetreten ist, durch eine Verankerung beider wieder gut zu machen. Man kann zu diesem Zwecke am einfachsten lotrechte, zweckmäßige schräge Bügel einlegen und diese durch Schrauben oder Keile anspannen (Abb. 230). Abb. 231 zeigt die untere Ansicht eines derartigen mittels Schraubenbügel wiederherzustellenden Eisenbetontragwerkeisens. In dem Falle, der in Abb. 232 dargestellt ist, wurde der Balken mit drei Eisen bewehrt und das mittlere Eisen in der bezeichneten Weise aufgebogen. Diese Anordnung Hand in Hand mit einem Beton von geringer Scherfestigkeit, herrührend von lehmhaltigen Zuschlagstoffen, ergab in der Mitte des Trägers einen von dem abgebogenen Eisen ausgehenden Riß, der sich in der Abb. 232 eingestrichelt findet. Die Wiederherstellung geschah in der dort dargestellten Weise durch vier Schraubenbügel. Die Bügel wurden mittels Schrauben so fest angezogen, daß der früher klaffende Riß bis auf eine Haarlinie sich schloß, und eine Belastung aufgebracht, die der doppelten Gesamtlast entspricht. Die Belastung ist in der folgenden Tabelle zusammengestellt.



Abb. 233.

| Belastung in kg/m² | 600 | 900 | 1200 | 1500 | Entlastung sofort | Entlastung nach 12 Stunden |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Widerlager | 0,0 | 0,1 | 0,3 | 0,4 | 0,0 | 0,0 |
| Trägermitte | 1,8 | 3,7 | 5,2 | 7,0 | 2,0 | 1,2 |
| Durchbiegung | 1,8 | 3,6 | 4,9 | 6,6 | 2,0 | 1,2 |
| Zunahme | 1,8 | 1,8 | 1,3 | 1,7 | — | — |

Wie ersichtlich, war die Durchbiegungszunahme bei der doch gewiß hohen Belastung des ausgebesserten Trägers eine gleichmäßig ansteigende, eher ab- als zunehmende, sie war nicht nur insgesamt, sondern auch in ihrer bleibenden Größe hinreichend klein, um die Ausbesserung als gelungen bezeichnen zu können.

Dieselbe Erscheinung findet sich bei der Abb. 233, und zwar bei dem oberen Balken, wo die Leiter endet, bei welchem ein die ganze Mitte durchsetzender wagerecht klaffender Riß ersichtlich ist. Das Lichtbild ist aus dem Gebäude in Rochester, N. Y., entnommen, und zwar aus dem nicht eingestürzten Teil. Einen ähnlichen Fall beschreibt ein Ingenieur G. Dahlmann,[1]) wobei der Träger Nr. A in dem Grundriß

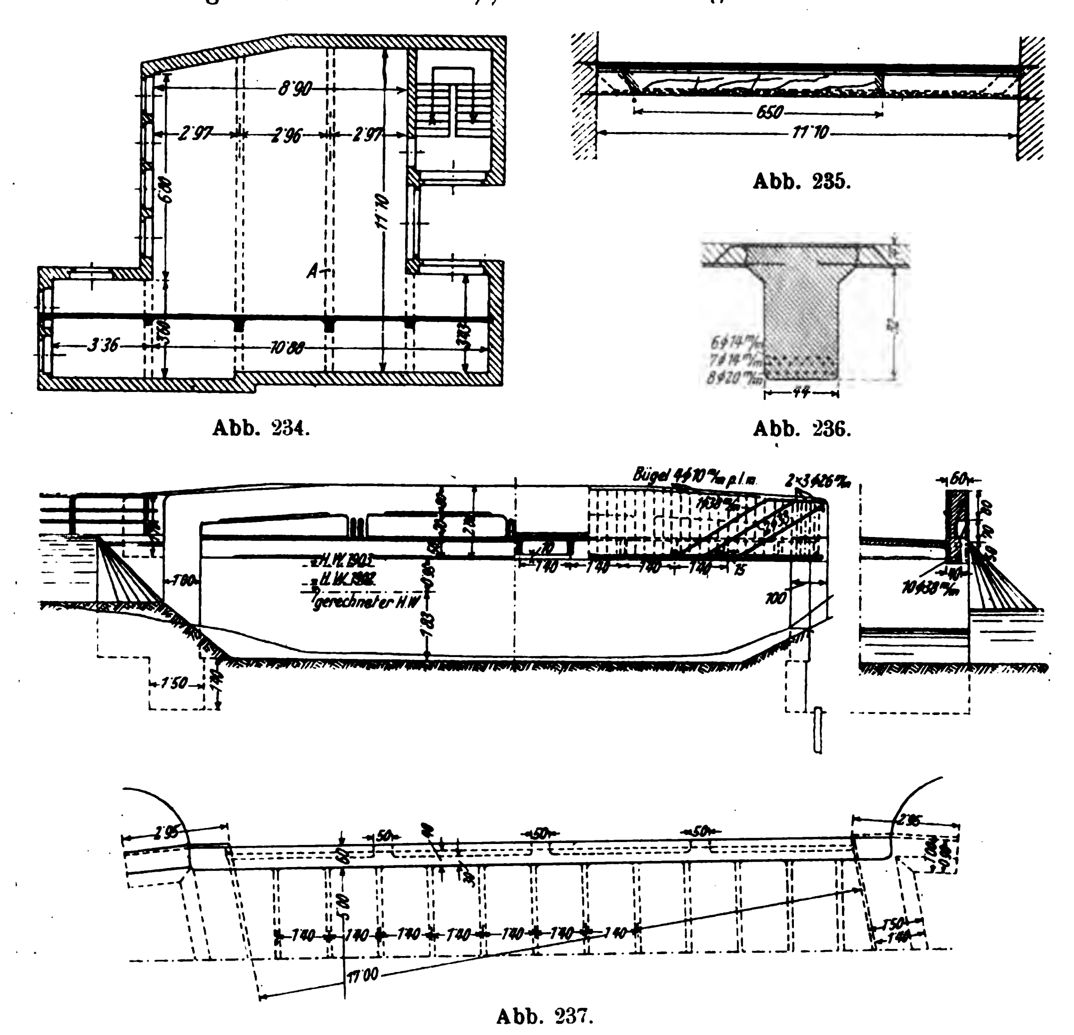



Abb. 234.

Abb. 235.

Abb. 236.

Abb. 237.

Abb. 234 die in der Abb. 235 angezeigten Risse aufwies. Der Träger wurde von ihm, da die übrigen Träger keine schlechten Anzeichen zeigten, in der in Abb. 236 dargestellten Weise herausgenommen und unter Einziehung von Bügeln neu einbetoniert. Eine ähnliche Konstruktion zur Hebung der mangelnden Schubfestigkeit wurde bei der in der Abb. 237 dargestellten Brücke vorgenommen.

Die in Rede stehende Brücke besitzt eine lichte Weite von 17 m gerade gemessen, der Neigungswinkel zwischen Brückenachse und Flußrichtung beträgt 12°. Die Fahrbahnbreite beträgt 5 m. Die übrige Konstruktion ist aus dem Plan ersichtlich, und die Berechnung erfolgte für eine zufällige Belastung durch Lastwagen von 6 t Gesamtgewicht und 400 kg für 1 m² Menschengedränge.

[1]) Z. u. B. 1907.

Die Bewehrung der Hauptträger für die Aufnahme der Zugkräfte besteht aus 10 R.-E. 38 mm in der aus dem Plan ersichtlichen und üblichen Anordnung. Außerdem sind diese Hauptträger im mittleren Drittel der Stützweite mit je 3, an den Enden mit je 4 Bügeln für 1 lfd. m von 10 mm-R.-E. versehen.

Die Beanspruchungen sind in allen Teilen die üblichen und zulässigen. Einem größten Moment von 16 mt entspricht $\sigma_b = 40$ kg/cm², $\sigma_e = 950$ kg/cm², Schubspannung $\tau$ über dem Auflager 4,5 kg/cm² ohne Rücksicht auf die Bügel.

Wie aus dem Plan ersichtlich ist, besitzt der Hauptträger einen Druckgurt von $60 \times 80$ cm, einen Steg von $30 \times 70$ cm und einen Zuggurt von $50 \times 40$ cm. Über dem 1 m langen Auflager jedoch ist die Breite des Trägers in dessen ganzer 2 m betragenden Höhe 60 cm. Die Träger sind am Auflager durch Dachpappe vom letzteren isoliert, so daß sie sich dehnen können.

Die Tragkonstruktion wurde Anfang Oktober 1907 betoniert, und Ende Januar 1908 erfolgte die Ausschalung, jedoch unter Belassung des Mitteljochs der Rüstung. Ende März wurde auch das Mitteljoch entfernt.

Anfang April, gelegentlich einer Revision der Brücke, wurden über den Auflagern bei drei derselben wagerechte Risse bemerkt. Diese Risse zeigten sich im 60 cm breiten Steg über dem Zuggurt, waren wenig über 1 m lang, reichten also wenig über das 1 m lange Auflager in das Feld hinein und etwa bis zur ersten aufgebogenen Rundeisenstange der Zugbewehrung.

Es muß hier erwähnt werden, daß die Tragkonstruktion nicht an einem Tage fertig betoniert werden konnte, sondern der obere Teil der Hauptträger samt etwa dem halben Steg nach einer Unterbrechung über Nacht am darauffolgenden Tag hergestellt wurde. Möglicherweise war durch eine Nachlässigkeit bei der Betonierung der neue Beton auf den 8 bis 10 Stunden alten nicht gut angebunden.

Die rechnungsmäßige Schubspannung in dem 60 cm breiten Steg über dem Auflager bei Vernachlässigung der Bügel beträgt $\tau = 4,5$ kg für 1 cm² und in dem darauffolgenden 30 cm breiten Steg der freien Spannweite $\tau = 8,5$ kg für 1 cm².

Unter der Annahme, daß der Beton, wenn einmal gerissen, keine Schubkräfte mehr aufzunehmen vermag, ist die Beanspruchung der Bügelquerschnitte von 8 R.-E. 10 mm am Auflager 3000 kg für 1 cm² auf Abscherung. Diese Beanspruchung kommt natürlich nicht durch Abscherung zum Ausdruck, weil sich die Bügel ein wenig verbiegen und die gesamten Schubkräfte durch die aufgebogenen 5 R.-E. 38 mm aufgenommen werden $\left(\frac{25,5\ \text{t}}{56,7\ \text{cm}^2} = 340\ \text{kg/cm}^2\right)$, sobald sich der Riß bis dorthin erstreckt.

Um sicher zu gehen, wurden im Steg über den Auflagern auf beiden Seiten neue Bügel senkrecht eingezogen (Abb. 238), und zwar zwischen je 2 R.-E. 10 mm ein neues Rundeisen 26 mm, im ganzen 3 auf jeder Seite, also 6 Stück für 1 Auflager, und diese senkrechten Bügel beider Seiten mittels durch den Beton hindurchreichender 7 mm-R.-E. miteinander verbunden.

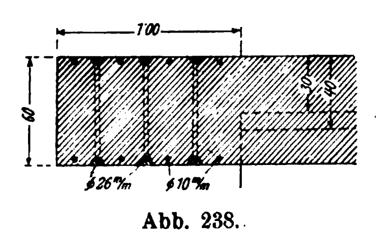


Abb. 238.

Die aufzunehmende Querkraft beträgt 25,5 t; das entspricht

$$\frac{25,5}{700} = 37 \text{ cm}^2 \text{ Eisenquerschnitt}$$

8 R.-E. 10 mm = 6,8 „ „

bleiben rund 30 cm² „

30 cm² = 6 R.-E. 26 mm.

Die Wirkung war eine vollkommene, denn die im Juni 1908 vorgenommene amtliche Belastungsprobe ergab bei Vollbelastung der Brücke eine größte Durchbiegung des Hauptträgers in der Mitte von 0,9 mm $\left(\frac{1}{20000}\right)$ und hiervon nach 2 Stunden langer Entlastung 0,3 mm bleibend, wobei nirgends, auch nicht an den wiederhergestellten Teilen, die geringste Rißbildung eintrat.

Wir lassen als Ergänzung des Gesagten das Protokoll der Belastungsprobe folgen. Es lautet unter Hinweglassung aller Namen:

Nach Besichtigung der ausgeführten Tragkonstruktion der Brücke und Vornahme einiger Stichmaße wurde festgestellt, daß die ausgeführten Brückenarbeiten genau nach dem vorgelegten Projekt ausgeführt wurden.

Über das Projekt hinaus wurden seitens der Betonbauunternehmung die Außenflächen der Hauptträger (Druckgurt) etwas architektonisch verziert, weil die Brücke nach der planmäßigen Ausführung ein zu schwerfälliges Aussehen hatte.

Nach Feststellung des vorn angeführten Sachverhalts wurde zur Belastungsprobe geschritten und dieselbe in nachstehender Weise durchgeführt.

Es wurden unter der Mitte der Hauptträger, weiter unter der Mitte der zwei mittleren Querträger und in der Mitte der zwischen den letzteren befindlichen Brückenplatte im ganzen 5 Stück Biegungsmesser aufgestellt (Abb. 148). Hierauf wurde die Pferdewalze, deren Gewicht mit 3700 kg festgestellt wurde, über den Querträger I, dann über die Mitte der Brückenplatte. weiter über den Querträger II gestellt und wurde zum Schluß mit der Pferdewalze über die Brückenfahrbahn gefahren.

Hierbei ergaben sich folgende Durchbiegungen der Hauptträger, Querträger und der Brückenplatte in mm:

| Biegungsmesser | Bei Stellung der Walze | | | Maximum bei rollender Walze | Eine Stunde nach Entlastung |
|---|---|---|---|---|---|
| | über Querträger I | über Mitte der Brückenplatte | über Querträger II | | |
| 1 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,1 |
| 2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,0 |
| 3 | 0,6 | 0,8 | 0,7 | 0,6 | 0,1 |
| 4 | 0,8 | 0,7 | 0,6 | 0,8 | 0,0 |
| 5 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,8 | 0,0 |

Für die Belastung der Hauptträger wurde Schlägelschotter, dessen Raumgewicht mit 1625 kg für 1 m³ festgestellt wurde, benutzt und die Brückenfahrbahn entsprechend der vorgeschriebenen Nutzlast von 400 kg für 1 m² 0,246 m hoch mit diesem Schotter bedeckt. Es ergaben sich folgende Durchbiegungen in mm:

| Biegungsmesser | Bei Vollbelastung | Stunden nach Entlastung |
|---|---|---|
| 1 | 0,9 | 0,3 |
| 2 | 0,9 | 0,2 |
| 3 | 1,1 | 0,0 |
| 4 | 0,2 | 0,2 |
| 5 | 0,4 | 0,0 |

Bemerkt wird, daß die vorgenannten Belastungen bei der Brückenplatte, den Querträgern und Hauptträgern die vorgeschriebenen Maximalmomente etwas überschritten.

Es ergibt sich daher bei ruhender Last die gemessene elastische Durchbiegung für die Brückenplatte mit 0,1 mm, für die Querträger eine solche von 0,6 mm und für die Hauptträger eine solche von 0,9 mm.

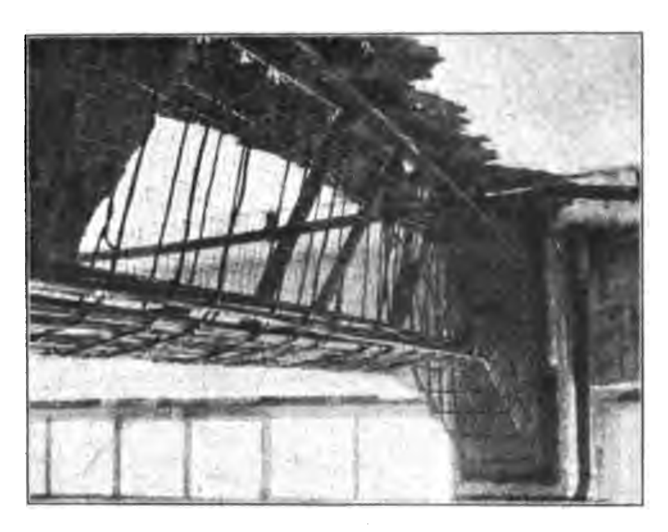


Abb. 239.

**Diese elastischen Durchbiegungen sind nach Entlastung der betreffenden Konstruktionsglieder entweder ganz zurückgegangen oder die bleibenden Durchbiegungen sind ganz geringfügig (0,3 mm) gewesen.**

**Bei dem günstigen Ergebnisse der durchgeführten Belastungsprobe und der soliden Ausführung der Brückenkonstruktion wird letztere anstandslos übernommen und die Brücke dem öffentlichen Verkehr übergeben.**

Zur Verbesserung empfiehlt Prof. S. Müller weitgehende Eingriffe durch Abstemmen der fehlerhaften Teile und Ersatz durch Anbetonierung (Abb. 239). Zur besseren Verbindung kann durch die Anordnung einer Verzahnung (Abb. 240) oder einer Verdübelung (Abb. 241) die abgetrennte Schicht zur Kraftübertragung herangezogen werden.[1])



Abb. 240.

Die Abb. 242 u. 243 zeigen eine Ausführung mit Anordnung eines Sprengwerkes. Ein solches hat den Vorteil, daß man auf diese Weise die Stemmarbeit an die beiden Auflager verlegt, was natürlich voraussetzt, daß diese dafür auch geeignet sein müssen.

Häufig genug erstreckt sich der Fehler nicht nur auf den Steg allein oder ist doch so schwerwiegend, daß auch eine Verstärkung des Zuggurtes unvermeidlich erscheint. Für diese Fälle ergibt sich eine trogartige Umschnürung der Rippe als beste Lösung. Diese Umschnürung kann aus einem steifen Gitterwerk (Abb. 244) bestehen und ein selbständiges Eisentragwerk bilden. Abb. 245 zeigt die Anordnung bei Deckung eines vorhandenen Risses. Die Gitter-

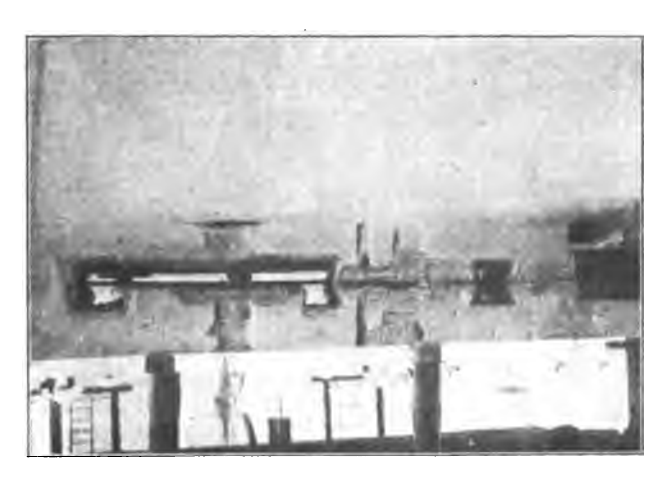


Abb. 241.

[1]) Arm. B. 1914, Heft 4 bis 6.

werke liegen in einer neuen Betonrippen-Verbreiterung und werden durch Querstege verbunden. Dieselbe Anordnung mit einer an den alten Träger angelegten Rundeisen-

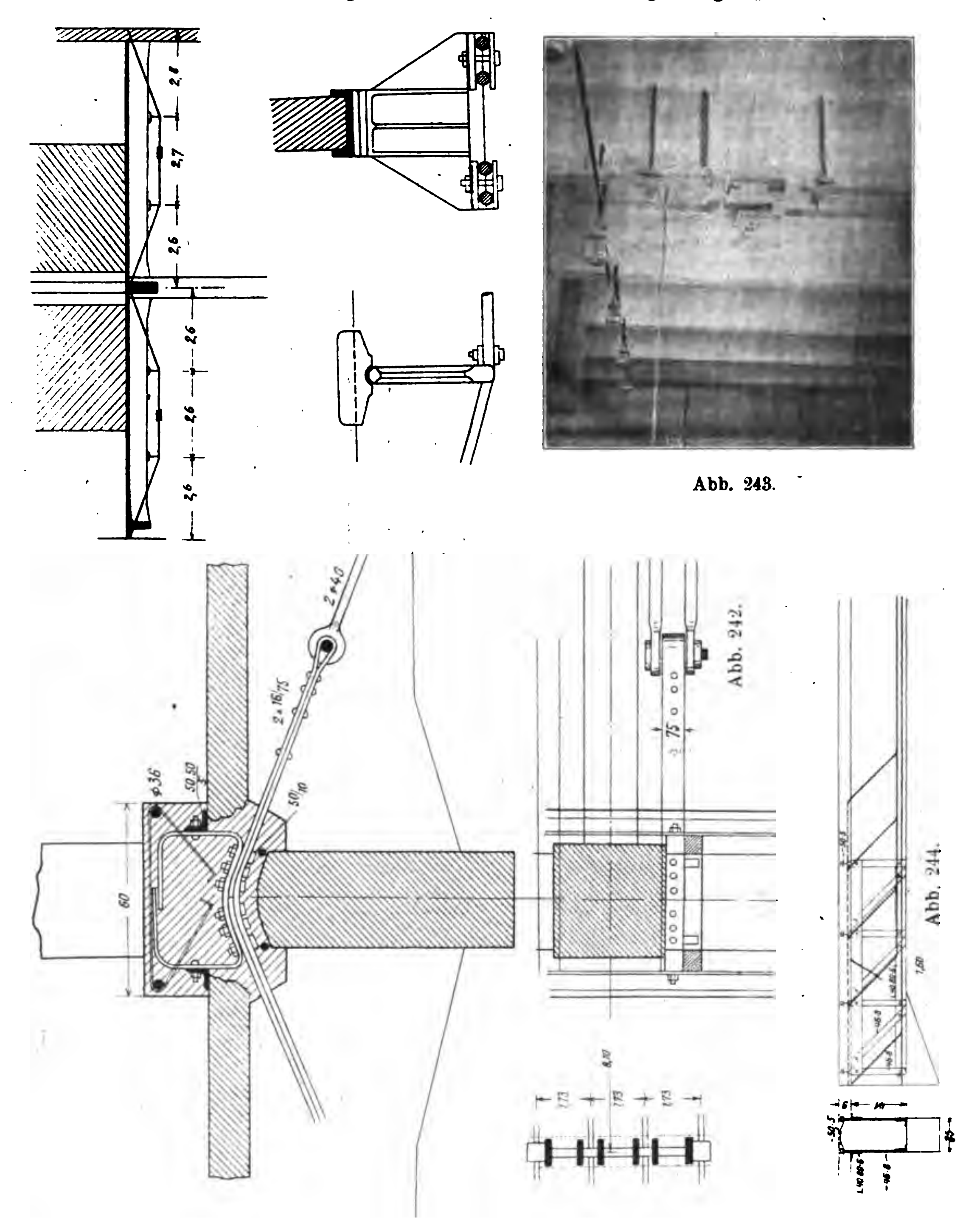


Abb. 243.

Abb. 242.

Abb. 244.

bewehrung zeigen die Abb. 246 u. 247. Abb. 248 u. 249 zeigen die Stemmarbeit oberhalb der Rippe und die durch die Löcher durchgeführte Umschnürung, durch

welche Löcher der Beton eingefüllt wird. Abb. 250 läßt die zahnartige Ausbildung des Untergurtes ersehen. Das Ganze wird mittels einer Schalung von unten geschlossen und

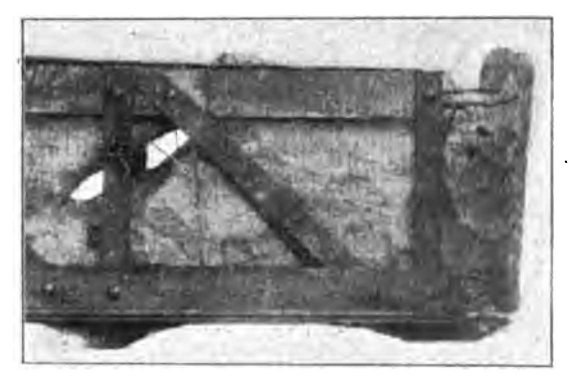


Abb. 245.

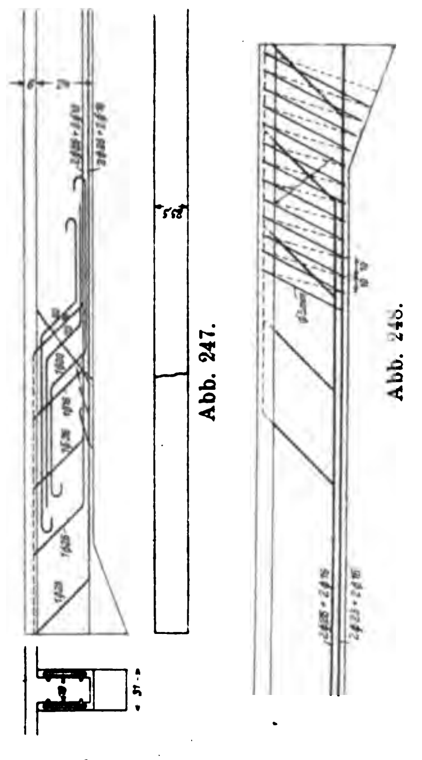


Abb. 247. Abb. 248.



Abb. 246.

von oben der Beton dünnflüssig eingefüllt. Die Verwendung von Preßbeton oder Spritzbeton ist in Betracht zu ziehen. Wenn die Betonrippen eine zu große Breite besitzen, kommt das in den Abb. 251 u. 252 dargestellte Verfahren zur Verwendung.

Derartige Wiederherstellungsarbeiten können weder vom Standpunkt der Kosten noch der Art



Abb. 249.



Abb. 250.

der Ausführung den gewöhnlichen Eisenbetonarbeiten gleichgestellt werden. Sie verlangen eine sorgfältige Arbeit unter der Überwachung eines persönlich verantwortlichen und erfahrenen Fachmannes.

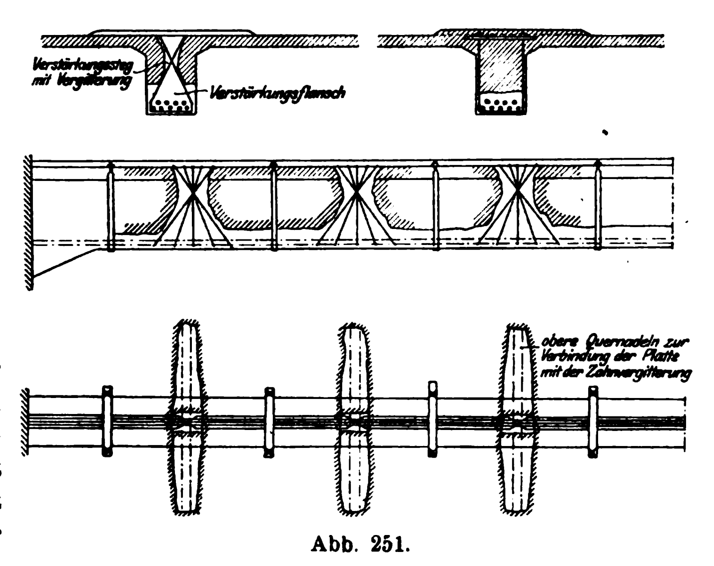



Abb. 251.

#### 5. Gewölbe.

Die Beschreibung des Umbaues schlechter Widerlager würde ein fallweises Eingehen auf die verschiedenartigsten Vorkommnisse verlangen und läßt sich daher in dieser Übersicht nicht wohl unterbringen. Hier sei nur Abb. 253, die Verstärkung bei einer Mittelmauer nach den Plänen von Schnyder-Burgdorf, beschrieben, wo über einem gewölbten Keller ein Eiskeller mit 5000 kg/m² erbaut werden sollte. Es mußte der Fall einseitiger Belastung berücksichtigt werden, und es ergab sich eine Randspannung von 6 kg/cm². Bei den Außenmauern verließ man sich auf den passiven Erddruck.

Abb. 254 stellt einen ähnlichen Fall, die Verstärkung der Gewölbe selbst, dar. Wie Abb. 255. ersehen läßt, wurden zur Aufnahme des wagerechten Schubes Rippen $A$ eingebaut.



Abb. 252.

Eine weitere Arbeit dieser Art (Abb. 256) durch Verstärkung eines Mauergewölbes, welches sich auf den ganzen Unterbau erstreckt, beschreibt derselbe Verfasser unter „Verstärkungen", Beton u. Eisen 1921. Es ist ein Kreuzgewölbe mit angesetzten Außenpfeilern aus Eisenbeton, die zur Anbringung der Verankerung dienen.

Wir wollen uns sonst nur auf einige Umbauten der Gewölbe selbst beschränken. In erster Linie sei des Gewölbeexpansionsverfahrens von Buchheim und Heister gedacht, wie es Dr.-Ing. R. Färber bei der Wiederherstellung der Puppenbrücke in Lübeck[1])

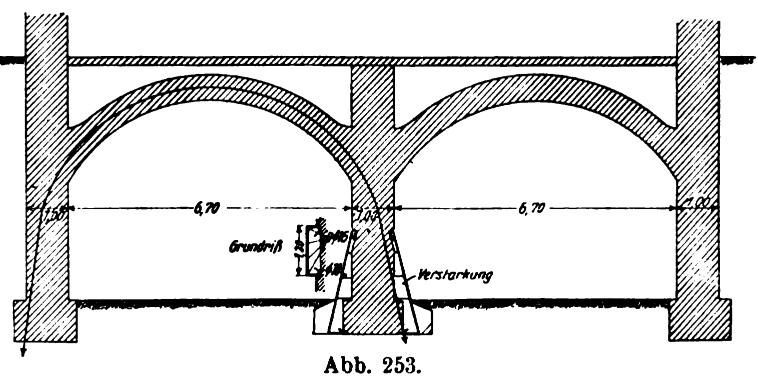



Abb. 253.

[1]) D. Bztg. 1914, Zementbeilage Nr. 18.

angewendet hat. Diese Brücke war ein schiefes Gewölbe, bestehend aus einem Dreigelenkbogen von 31,6 m Spannweite, 2,86 m Pfeil und 24,5 m Breite. Sie hatte gleich beim Ausschalen eine bedeutende Scheitelsenkung gezeigt, die sich in der Folge durch ein Nachgeben der Widerlager weiterhin vergrößert hat. Durch die Verminderung des Pfeiles sowie durch das Aufschütten der Straßenoberfläche vermehrte sich der Seitenschub und somit die Ursache dieser Bewegungen. Durch Auseinanderdrücken wurde eine 16 cm breite Lücke und eine Hebung um 45 cm erzeugt und so der alte Zustand wiederhergestellt. Bezüglich weiterer Einzelheiten sei auf die erste Veröffentlichung selbst verwiesen.

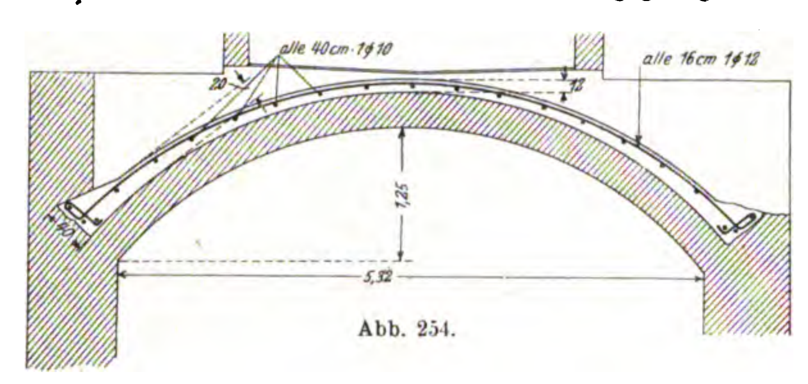


Abb. 254.

Ein weiteres Beispiel nachträglicher Verstärkung eines Bogens durch Eisenbeton ergab sich bei dem beabsichtigten Abbruch einer alten gußeisernen Bogenbrücke[1]) im Zuge der Reichsstraße über die Nordbahn bei Prerau (Abb. 257). Durch die Erhöhung der Nutzlasten ergab sich die Notwendigkeit, die ganze Brücke abzubrechen und durch einen Neubau zu ersetzen. Da aber die Verkehrsader eine längere Unterbrechung nicht zuließ, so wäre außerdem noch der Bau eines kostspieligen Hilfsbauwerks nötig gewesen. Die vom Verfasser vorgeschlagene Lösung bestand darin, daß die eine Brückenhälfte durch Eisenbeton verstärkt wurde, wobei die bestehende Bogenbrücke den Kern für ein Tragwerk aus umschnürtem Beton abgab, und daß während dieser Zeit die andere Bogenhälfte den ganzen Verkehr übernehmen mußte. Die Wiederherstellung geschah auf Grund einer vorherigen Untersuchung des Gußeisens, die das Ergebnis hatte, daß nicht nur das Gußeisen von ausgezeichneter Qualität war, sondern daß auch die ganze Brücke trotz ihres mehr als 60jährigen Bestandes sich in einem vorzüglichen Bauzustande befand. Der beabsichtigte Abbruch war daher einzig und allein auf das Vorurteil zurückzuführen, das man dem Gußeisen entgegenbrachte, einem Baustoff, der nun fast seit 60 Jahren nicht mehr als geeignet für Tragwerke angesehen wurde.

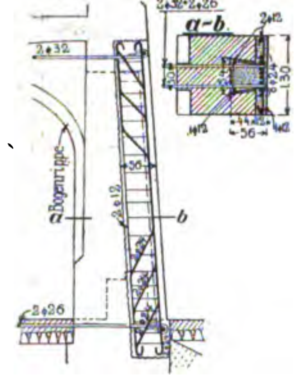


Abb. 256.

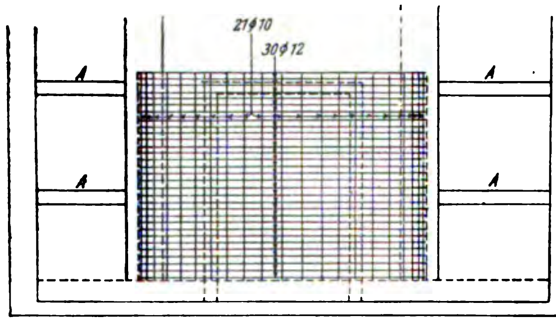


Abb. 255.

Im Anschluß an die behandelte Frage der Wiederherstellung von Träger und Gewölbe

[1]) Neuere Bogenbrücken aus umschnürten Gußeisen. Berlin 1914. Verlag von Wilh. Ernst u. Sohn.

sei noch des seltenen Falles der Verstärkung von Rahmen gedacht. Abb. 258 zeigt uns die Ey-Brücke in Burgdorf und läßt die dort ausgeführte Wiederherstellung ersehen.[1])

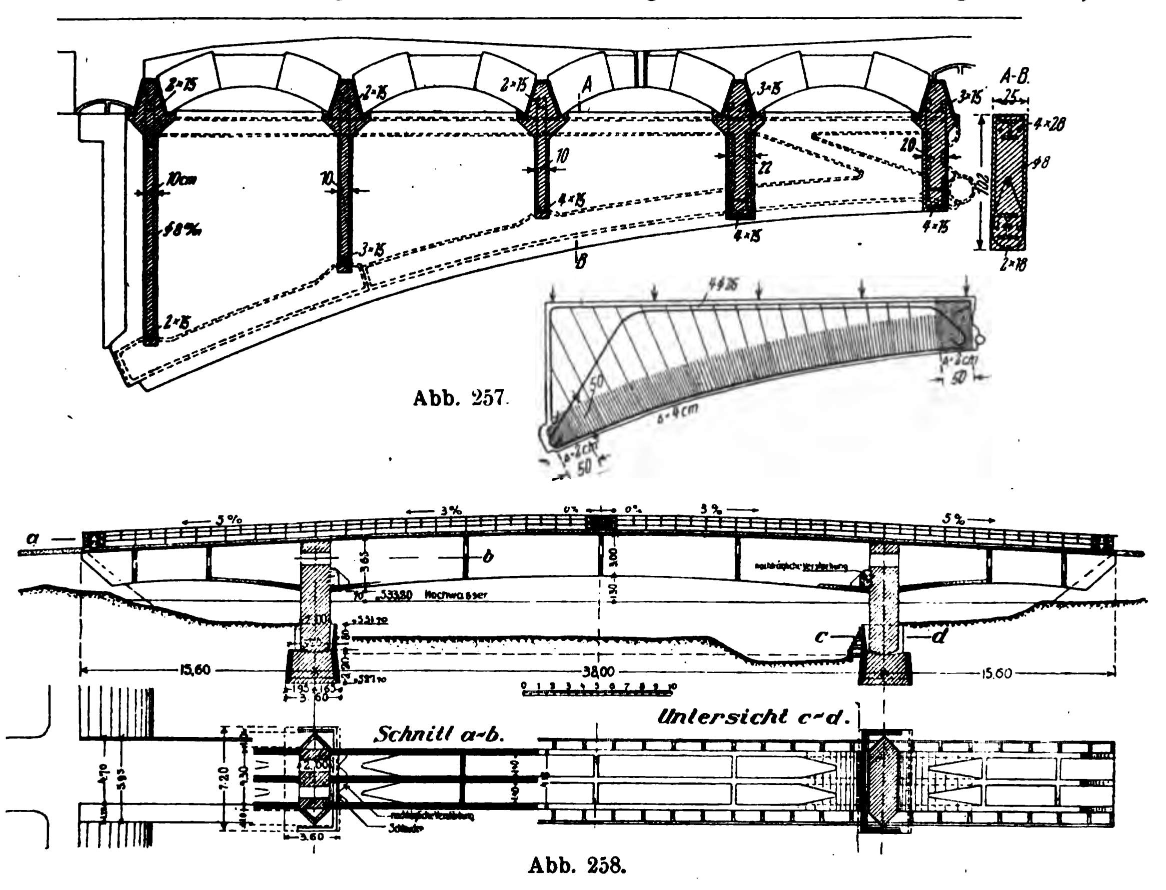



Abb. 257.

Abb. 258.

Die Brücke bildet einen Zweigelenkrahmen mit beiderseitigen Auskragungen. Die Mittelöffnung hat 38 m Spannweite. Durch ein Hochwasser trat eine Setzung ein, welche eine Senkung der Gerüste der Auskragungen und eine Drehung der Pfeiler um ihre Fußgelenke zur Folge hatte. Es trat ein Abreißen zwischen Pfeilern und Mittelträger ein.

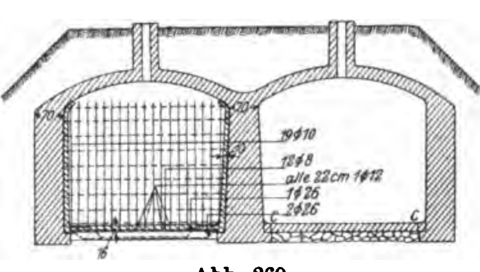


Abb. 260.

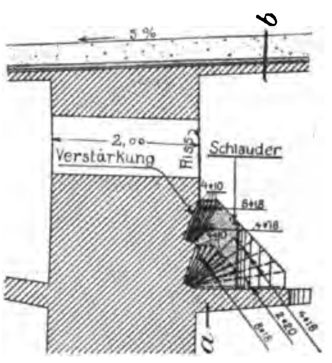


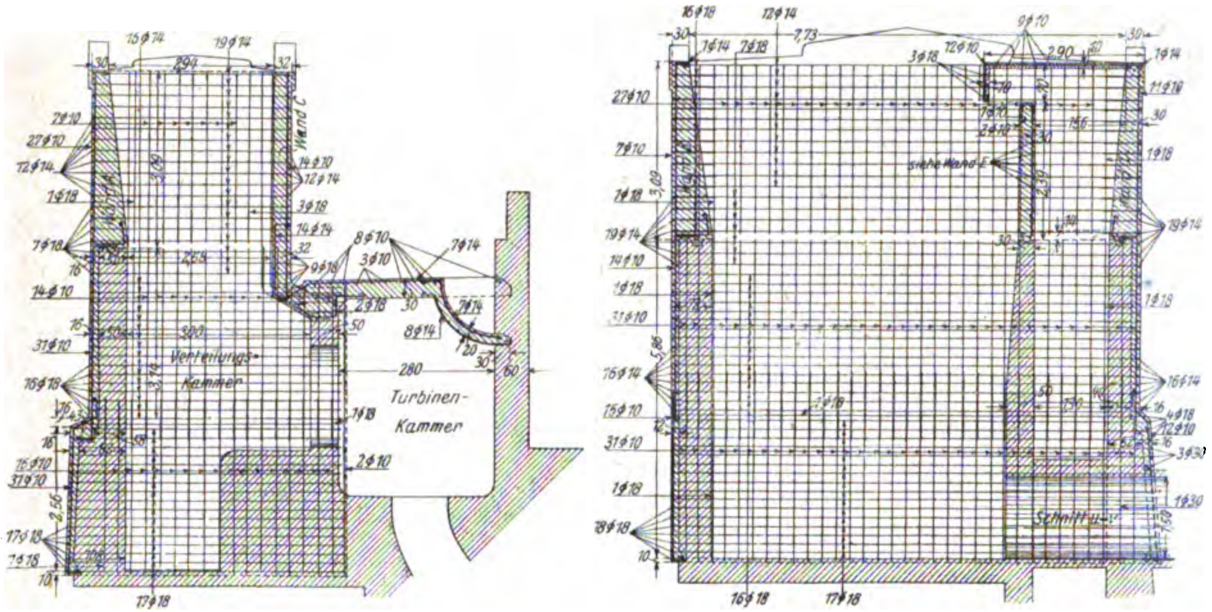

Abb. 259.

Die Zerstörung wurde in der Weise behoben, daß in die Risse von oben Zement eingespritzt wurde und der untere Anschluß der Träger durch zahnartiges Ausspitzen der Rißstelle und Ausbetonieren, wie es Abb. 259 ersehen läßt, erzielt wurde.

Schließlich sei noch jener Fälle gedacht, wo die Verstärkung bestehender Beton- und Eisenbetonbauten durch deren vollständige Umhüllung mit einem Eisennetz und

[1]) B. u. E. 1921, Verstärkungsarbeiten von Ingenieur H. Schnyder

einer Einbetonierung des Ganzen geschieht, ein Vorgang, wie er bei der Herstellung wasserdichter Kellerräume unterhalb des Grundwasserspiegels allgemein üblich ist. Es sei auf die entsprechenden Ausführungen im Kapitel „Grundbau“ verwiesen, wo




**Schnitt** $c$—$k$. **Abb. 261. Verteilungskammer in Ossingen. Schnitt** $r$—$g$.

die in Holland besonders häufigen Beispiele dieser Art herangezogen wurden. Nur selten und bei geringfügiger Zerstörung wird zur Erzielung der verläßlichen Wasserdichtigkeit eine örtliche Ausbesserung der Risse genügen, wie z. B. bei dem in Abb. 174 dargestellten englischen Behälter, über den im Concrete Institute, London[1]) berichtet wird. Bei diesem Behälter war die südliche Mauer frei, um Rohrleitungen anzubringen.

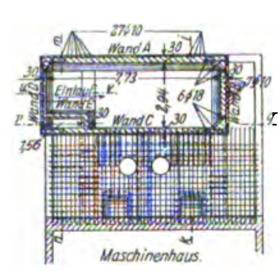



**Abb. 262. Grundriß.**

Bei einer großen Hitze im August 1911 entstanden durch ungleichmäßige Erwärmung Sprünge in der Südostecke. Die Sprünge wurden ausgestemmt und sorgfältig vergossen, ohne daß sich später Undichtigkeiten gezeigt hätten. Sicherer und in allen Fällen ernster Natur nötig ist der Vorgang wie in Abb. 260. Diese stellt einen Behälter aus Stampfbeton dar, der im harten Lehm aufgeführt worden war. Diese Bodenart hat im durchnäßten Zustand eine sehr geringe Tragfähigkeit, und es entstanden daher, wohl infolge der Senkung der Mauer, bei der Füllung des Behälters Risse in der Richtung in der Sohle. Es wurde nun in den beiden Kammern die alte Sohle entfernt, dann wurden in einer Entfernung von 1,9 m Eisenbetonunterzüge angeordnet und im Zusammenhang damit der Behälter in der dargestellten Weise ausgekleidet.

Ein weiteres Beispiel[2]) dieser Art zeigen die Abb. 261 u. 262, bei welchen eine vorhandene Turbinenkammer in Ossingen gleichzeitig verstärkt und ihre Leistungsfähigkeit durch eine Erhöhung des Überlaufes und der Verteilungskammern vermehrt wurden.

---

[1]) Transactions, Bd. VII, Concrete in modern sanitation, S. 219.

[2]) Schweizer Technikerzeitung 1911, S. 47.

# SACHVERZEICHNIS ZUM VIII. BANDE.

Bearbeitet von Geh. Regierungsrat A. Laskus, Berlin-Friedenau.

Die Ziffern bedeuten die Seitenzahlen.

Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

